

Titre: Sélection, étalonnage et orientation critique des secousses
sismiques bidirectionnelles pour l'analyse des bâtiments situés dans
l'Est du Canada

Auteur: Jean-Philippe Ouellette

Date: 2013

Type: Mémoire ou thèse / Dissertation or Thesis

Référence: Ouellette, J.-P. (2013). Sélection, étalonnage et orientation critique des secousses
sismiques bidirectionnelles pour l'analyse des bâtiments situés dans l'Est du
Canada [Mémoire de maîtrise, École Polytechnique de Montréal]. PolyPublie.
Citation: <https://publications.polymtl.ca/1345/>

 **Document en libre accès dans PolyPublie**
Open Access document in PolyPublie

URL de PolyPublie: <https://publications.polymtl.ca/1345/>
PolyPublie URL:

**Directeurs de
recherche:** Pierre Léger
Advisors:

Programme: Génie civil
Program:

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

SÉLECTION, ÉTALONNAGE ET ORIENTATION CRITIQUE DES SECOUSSES
SISMQUES BIDIRECTIONNELLES POUR L'ANALYSE DES BÂTIMENTS SITUÉS DANS
L'EST DU CANADA

JEAN-PHILIPPE OUELLETTE

DÉPARTEMENT DES GÉNIES CIVIL, GÉOLOGIQUES ET DES MINES

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

MÉMOIRE PRÉSENTÉ EN VUE DE L'OBTENTION
DU DIPLÔME DE MAÎTRISE ÈS SCIENCES APPLIQUÉES
(GÉNIE CIVIL)

DÉCEMBRE 2013

UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL

ÉCOLE POLYTECHNIQUE DE MONTRÉAL

Ce mémoire intitulé:

SÉLECTION, ÉTALONNAGE ET ORIENTATION CRITIQUE DES SECOUSSES
SISMQUES BIDIRECTIONNELLES POUR L'ANALYSE DES BÂTIMENTS SITUÉS DANS
L'EST DU CANADA

présenté par : OUELLETTE Jean-Philippe

en vue de l'obtention du diplôme de : Maîtrise ès sciences appliquées

a été dûment accepté par le jury d'examen constitué de :

M. BOUAANANI Najib, Ph.D., président

M. LÉGER Pierre, Ph.D., membre et directeur de recherche

Mme KOBOEVIC Sanda, Ph.D., membre

REMERCIEMENTS

L’auteur tient à remercier le professeur Pierre Léger, directeur de ce projet de maîtrise, pour son soutien, sa présence et ses conseils tout au long du projet.

Remerciement au Conseil National de Recherche du Canada pour leur soutien financier pour la réalisation de ce projet.

Remerciement à Martin Panneton, pour sa contribution au projet par l’entremise de son projet de maîtrise.

Remerciement à Mathieu Roy, pour ses corrections et commentaires.

Un remerciement spécial à ma famille, mes collègues et surtout à ma copine pour leur support et leurs encouragements.

RÉSUMÉ

L'analyse et la conception parasismique de bâtiments multiétagés est une étape cruciale pour les structures situées dans l'est du Canada. En effet, la présence d'une zone de sismicité modérée dans l'est du Canada combinée avec une densité importante de population et la présence de structures vulnérables en fait une des zones les plus à risque au niveau sismique. Dans cette optique, l'édition 2010 du Code National du Bâtiment prescrit les différentes règles permettant de prendre adéquatement en considération les effets sismiques. Or, de par leur nature aléatoire, les secousses sont généralement, pour l'est du Canada, orientées arbitrairement (puisque'il est impossible de déterminer les directions pour les failles tectoniques) et présentent des composantes dans plusieurs directions. Le *CNB 2010* utilise une règle de combinaison empirique pour représenter les effets bidirectionnels dans le plan horizontal. Un second facteur à prendre en considération est l'angle d'application des secousses par rapport au système de résistance aux forces latérales du bâtiment considéré.

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature afin de remplacer la méthode de combinaison spatiale *100%-30%*, recommandée dans le *CNB 2010*, qui, selon certains, est non adéquate. Les différentes méthodes dépendent notamment du type d'analyse (spectrale, pseudo-statique ou temporelle) réalisée. Pour les analyses modales du spectre de réponse, deux techniques semblent émerger dans la littérature, soit les techniques *SRSS* (racine carrée de la somme des carrés) et la méthode *CQC3* (*complete quadratic combination*), qui utilise les corrélations des contributions spatiale des analyses réalisées dans deux directions perpendiculaires.

Au niveau des analyses temporelles, il est important de choisir des paires d'accélérogrammes qui représentent bien la réalité sismotectonique du site à l'étude. Ceci implique, bien entendu, de représenter adéquatement la nature bidirectionnelle des séismes. Pour ce faire, plusieurs techniques d'étalonnage, chacune basée sur des définitions spectrales différentes, ont été proposées dans la littérature. Dans ce travail de recherche, trois techniques ont été retenues. La première technique utilise le spectre géométrique moyen (*GMS*) des deux composantes sismiques afin de réaliser l'étalonnage (c'est le *GMS* qui est représenté par les cartes de risques sismiques du *CNB 2010*). La seconde technique utilise, quant à elle, le spectre maximal pivoté (*Maximum Rotated Spectra*) qui permet d'avoir une approximation de la valeur

de pointe de l'excitation sismique selon tous les angles d'application possibles. La troisième technique étudiée, quant à elle, combine les deux méthodes précédentes.

Afin d'analyser les effets des différentes techniques permettant de prendre en considération les effets sismiques bidirectionnels et l'incidence de l'angle d'application des sollicitations sismiques, 2 bâtiments furent mis à l'étude. Une banque de séismes contenant 34 paires d'enregistrements (historiques et simulées), représentatives de la réalité sismique de l'est du Canada, a été constituée afin de permettre la caractérisation des effets bidirectionnels. Les différentes paires d'accélérogrammes constituant la banque serviront aussi comme sollicitations pour les analyses de nature temporelles. La caractérisation du ratio des composantes horizontales ainsi que l'effet de la décorrélation des accélérogrammes ont ainsi été réalisés grâce à cette banque de sollicitations sismiques.

Le premier bâtiment étudié, une structure de 3 étages situés à Montréal, est composé d'un système de reprise des charges sismiques (*SRFS*) dont les éléments sont orientés selon 3 systèmes d'axes différents. Des analyses de type spectrales et temporelles linéaires ont été réalisées sur ce bâtiment en considérant les techniques mentionnées précédemment. Le deuxième bâtiment est un immeuble rectangulaire de 8 étages, aussi situé à Montréal. Celui-ci possède un *SRFS* dont les éléments sont tous alignés selon le système d'axe orthogonal du bâtiment. Des analyses spectrales et temporelles linéaires et non linéaires ont été réalisées sur ce bâtiment, mais, suite aux conclusions tirées du bâtiment de 3 étages, avec un nombre restreint de paramètres.

Les analyses utilisant les règles de combinaison spatiale *100%-30%*, *SRSS* et *CQC3* ont permis de déterminer que celles-ci génèrent des résultats qui sont très semblables. Pour la méthode *CQC3*, le facteur d'intensité spectrale à utiliser entre le spectre principal et le spectre secondaire n'affecte pas significativement les résultats. Toutefois pour la méthode *SRSS*, ce même facteur a un effet important sur les résultats. Il a été déterminé que l'utilisation d'un facteur d'intensité spectrale relative de 1 entre les composantes (tel que prescrit dans la littérature) permet d'obtenir des résultats qui se rapprochent des méthodes *CQC3* et *100%-30%*.

Autant les analyses spectrales que les analyses temporelles ont permis de démontrer que la prise en considération des effets sismiques bidirectionnels mène à des déplacements et des efforts internes qui sont généralement de l'ordre de 10% à 15% plus élevé. Il a aussi été démontré que la technique d'étalonnage utilisant une combinaison du *GMS* et du spectre maximal pivoté

produit des résultats qui sont semblables aux résultats obtenus selon une analyse considérant seulement la composante principale de l'excitation sismique (analyse unidirectionnelle).

Au niveau des analyses temporelles, il a aussi été démontré que la décorrélation des composantes horizontales n'a pas un effet important sur les résultats finaux. Les études temporelles, bien qu'elles permettent de bien représenter les effets bidirectionnels, produisent toutefois des résultats qui sont globalement supérieurs aux valeurs produites par les analyses spectrales réalisées selon le *CNB 2010* à l'aide de la règle de combinaison spatiale *100%-30%* (jusqu'à 2 fois la valeur issue du *CNB 2010*).

Finalement, des analyses temporelles non linéaires, réalisées sur le deuxième bâtiment, ont permis de démontrer que les demandes maximales en ductilités surviennent lorsque le bâtiment est sollicité selon les axes du SRFS. De plus, certains pics de demande en ductilité sont aussi présents pour des angles d'incidence discrets autres que ceux correspondant à l'orientation du SRFS du bâtiment.

ABSTRACT

The seismic analysis of multi-storey buildings is a crucial step in designing structures located in Eastern Canada. Indeed, this area of moderate seismicity combined with a high population density makes it one of the most at risk across Canada. In this context, the 2010 edition of the National Building Code prescribes different rules to adequately take into account seismic effects on structures. However, due to their random nature, earthquakes in Eastern Canada are usually randomly oriented (since it is impossible to determine directions for the active tectonic faults) and have seismic components in several directions. The *NBCC 2010* uses an empirical combination rule to represent the bidirectional effects in the horizontal plane (the *100%-30%* rule). Another factor to consider while conducting seismic analyses is the angle of application of the seismic loads to obtain a good approximation of the maximum internal forces induced in different structural elements.

Several other methods have been proposed in the literature to replace the *100 % - 30 %* method that is presently used in the *NBCC 2010*, which some claim is not adequate. The different methods depend in particular on the type of analysis performed. For spectral analysis, two techniques seem to emerge in the literature: the *SRSS* method (square root of the sum of squares) and *CQC3* method, which uses the modal cross correlation coefficients obtained from analysis performed in two perpendicular directions.

In terms of time-history analysis, it is important to select pairs of recording that adequately represent the seismo-tectonic environment of the location of the structure. This implies truthfully representing the bidirectional nature of earthquakes. To do this, several scaling techniques, each based on different spectral definitions, have been proposed in the literature. In the case of this research, three techniques have been retained. The first technique uses the geometric mean spectrum (*GMS*) of two seismic components to perform the calibration (the *GMS* has been used in the *NBCC 2010* to generate the map of seismic hazard). The second technique uses, the maximum rotated spectra (*MaxRot*) which approximates the peak spectral value of a given recording under bidirectional loading. The third technique investigated combines the two previous definitions (*GMS* and *MaxRot*).

To analyze the effects of using different approaches to take into account the bidirectional seismic effects and the impact of the angle of application of seismic loads, two buildings were

studied. A database of 32 recordings, representing the seismic conditions of Eastern Canada, was developed to characterize the bidirectional nature of earthquake records. The different pairs of accelerograms constituting the database also served as input for time-history analyses. Through this database, the characterization of the horizontal components ratios and the effect of the component's correlation have been studied.

The first building studied, a 3-storey structure located in Montreal, is composed of a seismic forces resisting system oriented along three different sets of orthogonal axes. Spectral and linear time-history analyses were carried out on the building considering all previously selected techniques. The second building is an 8-storey building, also located in Montreal. It presents a SFRS whose elements are all aligned along the main set of orthogonal axis of the building. The spectral, linear time-history and non-linear time-history analyses were performed on this building, but, following the conclusions from the analyses carried on the previous building, a reduced number of parameters were studied.

Analyses using the *100% -30%*, *SRSS* and *CQC3* combination rules have shown that all rules generate very similar results. For the *CQC3* method, the factor used between the main spectrum and the secondary spectrum does not significantly affect the results. However, for the *SRSS* rule, the same factor has a significant effect on the results. It has been determined that the use of a factor of 1 between the two components (as prescribed in the literature) provides results that are closest the *100%-30%* and *GMS* methods.

For both spectral and time-history analyses it has been shown that considering the bidirectional seismic effects leads to internal forces and displacements which are typically 10% to 15 % higher than those generated by unidirectional analyses. It was also shown that the calibration technique using a combination of the *GMS* and the maximum rotated spectra produces results that are similar to results obtained from an analysis considering only the principal seismic component.

In terms of time-history analyses, it was also shown that the correlation of the horizontal components does not have a significant effect on the final results. Although time-history procedures represent adequately the bidirectional effects, they produce results that are globally higher than the values produced by the spectral analysis performed according to the *NBCC 2010*.

Finally, nonlinear time-history analyses, performed on the second building, have demonstrated that the maximum ductility demands occur when the building is excited along the axes of the *SFRS*. In addition, peak ductility demands also appear when the structure is loaded along specific directions.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	III
RÉSUMÉ.....	IV
ABSTRACT	VII
TABLE DES MATIÈRES	X
LISTE DES TABLEAUX.....	XIII
LISTE DES FIGURES.....	XVI
LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS	XX
LISTE DES ANNEXES.....	XXIV
CHAPITRE 1 INTRODUCTION.....	1
1.1 Problématique.....	1
1.2 Objectifs	4
1.3 Méthodologie	5
1.4 Organisation du rapport.....	6
CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE	8
2.1 Introduction	8
2.2 Orientation critique et angle d'application des sollicitations sismiques.....	8
2.3 Sélection et étalonnage des accélérogrammes	12
2.4 Méthodes de combinaisons modales directionnelles	29
2.5 Provisions de différents codes, lignes directrices et applications	34
2.6 Modélisation des bâtiments pour analyses sismiques tridimensionnelles.....	40
CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DES SECOUSSES SISMQUES.....	44
3.1 Introduction	44
3.2 Spectre Cible	44

3.3	Analyse des scénarios sismiques.....	46
3.4	Sélection.....	48
3.5	Étalonnage.....	56
3.6	Corrélation entre les deux composantes horizontales	67
3.7	Conclusion.....	69
CHAPITRE 4 ANALYSES SISMIQUES LINÉAIRES TRIDIMENSIONNELLES: BÂTIMENT AVEC SRFS NON-ORTHOGONAL.....		71
4.1	Introduction	71
4.2	Modélisation structurale.....	72
4.3	Hypothèse de modélisation	75
4.4	Analyse sismique - méthode statique équivalente.....	75
4.5	Obtention de l'angle critique	80
4.6	Analyse sismique - méthode modale du spectre de réponse	83
4.7	Analyse sismique - méthode temporelle par intégration numérique.....	93
4.8	Conclusion.....	105
CHAPITRE 5 ANALYSES SISMIQUES LINÉAIRES ET NON-LINÉAIRES TRIDIMENSIONNELLES : BÂTIMENT AVEC SRFS ORTHOGONAL		108
5.1	Introduction	108
5.2	Description du bâtiment	108
5.3	Modélisation du bâtiment pour analyses sismiques	110
5.3.1	Charges gravitaires.....	110
5.3.2	Modélisation structurale.....	111
5.3.3	Murs de refend	112
5.3.4	Sollicitations sismiques.....	113
5.4	Caractéristiques dynamiques.....	115

5.5	Analyse sismique linéaire- méthode statique équivalente (<i>MSE</i>)	116
5.5.1	Calcul de V	116
5.5.2	Calcul du coefficient de sensibilité à la torsion B	118
5.5.3	Résultats <i>MSE</i>	119
5.6	Analyse sismique linéaire - méthode modale du spectre de réponse	120
5.7	Analyse sismique linéaire - méthode temporelle par intégration numérique.....	124
5.8	Analyse sismique non linéaire - méthode temporelle par intégration numérique	129
5.8.1	Modélisation pour analyses non linéaires.	130
5.8.2	Résultats	132
5.9	Conclusion.....	138
CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS.....		140
6.1	Sommaire	140
6.2	Conclusions	141
6.2.1	Caractérisation des secousses sismiques	141
6.2.2	Techniques d'étalonnage bidirectionnel.....	141
6.2.3	Influence de la décorrélation	143
6.2.4	Angle d'incidence critique	143
6.2.5	Règle de combinaison des réponses spectrale.....	144
6.2.6	Prise en considération des effets bidirectionnels.....	145
6.3	Recommandations	146
6.4	Études futures	147
BIBLIOGRAPHIE		148
ANNEXES		153

LISTE DES TABLEAUX

Tableau 3-1 Définition du spectre cible	45
Tableau 3-2 Recommandations du CSRN pour la définition du spectre cible.....	45
Tableau 3-3 Données de désagrégation pour le site Hôtel de Ville de Montréal tirées des deux modèles H et R pour une période de 0.2s.....	47
Tableau 3-4 Scénario dominant pour chaque désagrégation considérée.....	48
Tableau 3-5 Magnitude, distance et ratio v_{\max}/a_{\max} (pour les deux composantes) des séismes historiques utilisés	49
Tableau 3-6 Ratios moyens entre les composantes horizontales pour les séismes historiques étudiés.....	52
Tableau 3-7 Statistique des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé pour les séismes historiques	52
Tableau 3-8 Statistique des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé pour les séismes simulés de magnitude 6 à de courtes distances	53
Tableau 3-9 Statistique des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé pour les séismes simulés de magnitude 7 à de longues distances	54
Tableau 3-10 Paires d'enregistrements simulés de magnitude 6 utilisées pour les analyses et valeurs des ratios des composantes horizontales.....	55
Tableau 3-11 Paires d'enregistrements simulés de magnitude 7 utilisées pour les analyses et valeurs des ratios des composantes horizontales.....	55
Tableau 3-12 Différence maximale (pour les 3 méthodes d'étalonnage) pour chaque technique utilisée.	66
Tableau 3-13 Coefficients de corrélation entre chacune des composantes horizontales pour la banque de signaux sismiques (historiques et simulés) utilisée.	68
Tableau 4-1 Mode de vibration du bâtiment	74
Tableau 4-2 Masses modales effectives cumulées pour chaque mode	74

Tableau 4-3 Distribution verticale des forces statiques équivalentes	76
Tableau 4-4 Calcul du facteur de torsion B.....	77
Tableau 4-5 Couples de torsion accidentelle en fonction du système d'axe choisi.....	78
Tableau 4-6 Réponses structurales de la MSE obtenues sans combinaison directionnelle	79
Tableau 4-7 Réponses structurales de la MSE obtenues avec combinaison directionnelle 100%-30%.....	80
Tableau 4-8 Différence entre les réponses structurales avec et sans combinaison directionnelle .	80
Tableau 4-9 Vecteurs de rotation des planchers.....	81
Tableau 4-10 Vecteurs de déplacement obtenus pour la détermination de l'angle α_0	82
Tableau 4-11 Masse modale effective du premier mode de vibration	83
Tableau 4-12 Réponses selon les axes principaux sans combinaison directionnelle.....	84
Tableau 4-13 Réponses selon les axes principaux combinées selon la règle 100%-30%	85
Tableau 4-14 Différence entre les réponses structurales avec et sans combinaison directionnelle	85
Tableau 4-15 Réponse structurale maximale et angle d'application critique	86
Tableau 4-16 Comparaison entre les résultats d'analyses directionnelles incrémentales et les résultats obtenus selon le CNB2010.....	87
Tableau 4-17 Sous-estimation maximale des réponses structurales en choisissant un système d'axe arbitraire	88
Tableau 4-18 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle CQC3 sans torsion accidentelle.....	89
Tableau 4-19 Couples de torsion accidentelle maximaux.....	90
Tableau 4-20 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle CQC3 avec torsion accidentelle.....	90
Tableau 4-21 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle SRSS avec torsion accidentelle.....	92
Tableau 5-1 Hauteur de chaque étage	109

Tableau 5-2 Masses et charges gravitaires	111
Tableau 5-4 Premiers mode de vibration du bâtiment	115
Tableau 5-5 Masse modale effective cumulée	115
Tableau 5-6 Distribution verticale des charges sismiques et couples de torsion accidentelle	117
Tableau 5-7 Calcul du l'indicateur de sensibilité à la torsion B	118
Tableau 5-8 Résultats pour la méthode statique équivalente	120
Tableau 5-9 Résultat non combinés pour la méthode spectrale	121
Tableau 5-10 Résultats pour la méthode spectrale combinée selon la méthode 100%-30%	122
Tableau 5-11 Résultats pour les analyses spectrales combinées selon différentes règles de combinaison directionnelle	123
Tableau 5-12 Comparaison entre les analyses utilisant une et deux composantes sismique.	129

LISTE DES FIGURES

Figure 1-1 Bâtiment existant étudié	2
Figure 1-2 Schématisation de la problématique	3
Figure 2-1 Application des forces latérales pour déterminer l'axe optimal de torsion (T) et les directions principales (I et II) d'un bâtiment de N étages (Athanatopoulou & Doudoumis, 2008).....	9
Figure 2-2 Convention pour déterminer la valeur de a_{01} et a_{02} . (Athanatopoulou & Doudoumis, 2008).....	11
Figure 2-3 Exemple d'une courbe probabiliste a) et de désagrégation b) pour le site Palto Alto étudié avec une récurrence de 2% dans 50 ans (NIST, 2011).....	12
Figure 2-4 <i>Conditional Mean Spectra</i> pour le site Palo Alto conditionné à des périodes de 0.45s, 0.85s, 2.6s et 5s pour un aléa de 2% dans 50 ans (NIST, 2011)	13
Figure 2-5 <i>Conditional Spectra</i> pour le site Palo Alto conditionné à une période de 2.6s (NIST, 2011).....	14
Figure 2-6 Définition des axes principaux sismiques et des axes structuraux (Lopez, Chopra, & Hernandez, 2000)	16
Figure 2-7 Définition du MaxRotS (Huang, Whittaker, & Luco, 2009).....	18
Figure 2-8 Spectre « <i>major</i> » et « <i>minor</i> » (traits pointillés) et GMRotI50 (trait solide) étalonnée sur le UHS (trait gras) (Grant, 2011).....	18
Figure 2-9 Accélération spectrale de chaque composante en fonction de l'angle pour différentes périodes (2 lignes épaisses). Le cercle externe représente la valeur maximale pour tous les angles possibles tandis que les lignes solides et pointillées représentent respectivement le GMS et le GMRotD50 (Beyer, Katrin & Bommer, 2007).....	19
Figure 2-10 Spectre d'accélérogrammes historiques : a) et simulés b) générés par Atkinson et étalonné sur le UHS de Vancouver par différentes méthodes (Koboevic et al., 2011).....	22
Figure 2-11 Groupe de séismes étalonnés selon différentes méthodes (Michaud & Léger, 2012).....	26

Figure 2-12 Comparaison entre la règle 100%-40% et la règle SRSS. La zone ombragée représente la zone où la règle 100%-40% devient non conservatrice (Nie et al., 2010).....	30
Figure 2-13 Diagramme d'interaction N-M d'un poteau typique. La ligne représente la capacité du poteau, les points la sollicitation pour chaque permutation et les astérisques les valeurs maximales (Nie et al., 2010).	30
Figure 2-14 Borne supérieure de r_{cr}/r_{srss} en fonction du ratio des deux spectres horizontaux (γ) (Lopez et al., 2000)	33
Figure 2-15 Enveloppe pour E_{mohr} , a) relation entre E_{mohr} et l'enveloppe elliptique E_{ϕ} pour $\phi = -0.215$ rads et b) valeur critique de ϕ (Menun, 2003).....	41
Figure 2-16 Système hystérétique bidirectionnel à un DDL (Lee & Hong, 2010).	42
Figure 2-17 Diagrammes d'interaction de la plastification pour différentes valeurs de n (Lee & Hong, 2010).....	42
Figure 3-1 Spectre Cible selon CNB 2010 incluant les recommandations du CSRN.....	46
Figure 3-2 Comparaison entre le spectre élastique généré par la routine <i>MATLAB</i> et celui généré par un logiciel commercial (<i>Bispec</i>) pour une des composantes du séisme de Helena (1935)	56
Figure 3-3 Spectres GMS et enregistrements originaux pour le séisme d'Helena (1935).....	57
Figure 3-4 Déplacement bidirectionnel d'un oscillateur à un degré de liberté avec les points correspondants au <i>MaxRot</i> et <i>MaxRotP</i> pour une période de 1.5 s.....	58
Figure 3-5 Comparaison entre le spectre <i>MaxRot</i> généré par la routine <i>MATLAB</i> et celui généré par un logiciel commercial (<i>Bispec</i>) pour la station Helena (1935).....	59
Figure 3-6 Technique 1 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés).....	60
Figure 3-7 Technique 2 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés).....	61

Figure 3-8 Technique 3 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés).....	62
Figure 3-9 Technique 4 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés).....	63
Figure 3-10 Technique 5 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les trois figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage pour chacune des deux étapes et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)	64
Figure 4-1 Plan original du premier bâtiment modélisé.....	71
Figure 4-2 Modélisation du bâtiment 2	73
Figure 4-3 Différents systèmes d'axes utilisés dans les analyses selon le CNB 2010	78
Figure 4-4 Résultats des analyses spectrales incrémentales combinées selon la règle 100%-30%86	
Figure 4-5 Réactions à la base du bâtiment (dans les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3.....	94
Figure 4-6 Cisaillements et moments de flexion dans le poteau A pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3	95
Figure 4-7 Déplacements du toit au coin supérieur droit (pour les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3	96
Figure 4-8 Déplacements du centre de masse au toit (pour les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3	97
Figure 4-9 Réactions à la base du bâtiment (dans les directions X et Y).....	101
Figure 4-10 Cisaillements et moments de flexion dans le poteau A.....	102
Figure 4-11 Déplacements du toit au coin nord-est (pour les directions X et Y)	103
Figure 4-12 Déplacements du centre de masse au toit (pour les directions X et Y)	104
Figure 5-1 Bâtiment étudié.....	109

Figure 5-2 Vue en plan d'un étage typique du bâtiment étudié, adapté de Panneton et al. (2006)	110
Figure 5-3 Modélisation structurale (SAP2000)	112
Figure 5-4 Spectres élastiques des séismes utilisés étalonnés selon les 3 techniques retenues. ..	114
Figure 5-5 Analyses incrémentales de l'angle d'incidence sismique avec réponses combinées selon la règle 100%-30%.....	123
Figure 5-6 Réaction à la base	125
Figure 5-7 Effort tranchant à la base du mur 7	126
Figure 5-8 Moment de flexion à la base du mur 7	126
Figure 5-9 Torsion à la base du mur 7	127
Figure 5-10 Déplacement du sommet du centre de masse	127
Figure 5-11 Déplacement du sommet du mur 7	128
Figure 5-12 Courbe d'hystérésis de Takeda modifié	131
Figure 5-13 Ductilité en courbure – M6 @ 30, technique 1 (GMS)	133
Figure 5-14 Ductilité en courbure – M6 @ 30, technique 3 (MaxRot - Beyer).....	134
Figure 5-15 Ductilité en courbure – M7 @ 100, technique 1 (GMS)	135
Figure 5-16 Ductilité en courbure – M7 @ 100, technique 3 (MaxRot - Beyer).....	136
Figure 6-1 Comparaison entre étalonnage 1D et 2D.....	146

LISTE DES SIGLES ET ABRÉVIATIONS

<i>A</i>	Aire d'une section
<i>A₀</i>	Angle critique selon la technique Athanapoulos et Doudoumis (2008)
<i>a</i>	Distance permettant de modéliser la torsion gauche
<i>AMS</i>	Arithmetic Mean Spectra
<i>ARIAS</i>	Indice de dommage Modified Arias Intensity
<i>ASCE</i>	American Society of Civil Engineering
<i>ATC</i>	Applied Technology Council
<i>ATK</i>	Méthode d'étalonnage proposée par Atkinson (2009)
<i>B</i>	Facteur de sensibilité à la torsion d'une structure
<i>CAV</i>	Indice de dommage Cumulative Absolute Velocity
<i>CMS</i>	Conditional Mean Spectra
<i>CNB</i>	Code National du bâtiment du Canada
<i>CQC3</i>	Règle de combinaison directionnelle Complete Quadratic Combination
<i>CS</i>	Conditional Spectra
<i>CSA</i>	Canadian Standard Association
<i>CSRN</i>	Canadian Seismic Research Network
<i>CTBUH</i>	Council on Tall Buildings and Urban Habitat
<i>DDL</i>	Degré de liberté
<i>d</i>	Déplacement
<i>D_x</i>	Plus grande dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction d'application des charges sismiques
<i>E_x</i>	Enveloppe du paramètre <i>x</i>
<i>E</i>	Module de Young

$ENvS$	Spectre enveloppe
$FEMA$	Federal Emergency Management Agency
F_a, F_v	Facteurs de sol
FA	Facteur d'étalonnage de la méthode <i>ATC</i>
F_D	Méthode d'étalonnage de type <i>matching</i> dans le domaine des fréquence
FN et FP	Orientations perpendiculaire et parallèle à une faille
F_r	Facteur de réduction des charges vives
F_t	Forces concentrés au sommet des structures
f_y	Point d'écoulement plastique de l'acier d'armature
f'_c	Résistance en compression du béton
G	Module de cisaillement
$GMPE$	Ground Motion Prediction Equations
$GMRotD50$	Définition spectral moyenne dépendante de l'angle d'incidence sismique
$GMRotI50$	Définition spectral moyenne indépendante de l'angle d'incidence sismique
GMS	Geometric Mean Spectra
K	Centre élastique
I	Inertie d'une section
I_A	Indice de dommage Arias Intensity
I_e	Facteur d'importance de la structure
J	Constante de torsion de St-Venant
$MaxRot$	Maximum Rotated Spectra
M	Moment de flexion dans un élément structural
M_j	Masse modale effective selon l'axe j
MSE	Mean Square Error

M_v	Coefficient d'amplification des modes supérieurs
$M-R$	Paire Magnitude - Distance
$NIST$	National Institute of Standard and Technology
P	Forces axiale dans un élément structural
PGA	Accélération de pointe au sol
PGD	Déplacement de pointe au sol
PGV	Vitesse de pointe au sol
R, r	Réponse sismique
r	Facteur de corrélation entre deux composantes sismiques
R_d, R_0	Facteurs de ductilité et de sur-résistance
$Sa(T)$	Valeur d'accélération spectrale à la période T
SI	Indice de dommage Housner Spectrum Intensity
SIa	Méthode d'étalonnage utilisant l'aire sous la courbe du spectre d'accélération
$SRFS$	Système de reprise des forces sismiques
$SRSS$	Racine carré de la somme des carrés
T	Période de vibration
t	Pas de temps d'un accélérogramme
TD	Méthode d'étalonnage de type « <i>spectral matching</i> » dans le domaine du temps
T_N	Axe optimal de torsion
UHS	Uniform Hazard Spectra
$USGS$	United States Geological Survey
$u_{i,j}$	Vecteur de déplacement selon l'axe i lorsque les forces sont appliqués selon l'axe j
v_{max}/a_{max}	Ratio de la vitesse de point (PGV) sur l'accélération de pointe (PGA)
V	Cisaillement à la base sismiques appliqué à la structure

W	Poids de la structure
X, Y, Z	Système de coordonnées arbitraire
x_b, y_t	Coordonnées au niveau N de l'axe optimal de torsion
β	2 ^e facteurs d'étalonnage de la technique de Beyer et Boomer (2007)
σ	Contrainte
ρ	Coefficient de corrélation modale
μ	Ductilité en déplacement
γ	Ratio entre les deux spectres horizontal orthogonaux
θ	Angle d'incidence des sollicitations sismiques
θ_i	Rotation des planchers au niveau i
$\theta_{z,j}$	Vecteur de rotation des planchers lorsque les forces sont appliquées selon l'axe j

LISTE DES ANNEXES

Annexe 1 – Données de déségrégation sismique pour le site <i>Hôtel de Ville de</i> <i>Montréal</i>	153
Annexe 2 – Routine <i>MATLAB</i> développée pour l'étalonnage des enregistrements sismiques	161
Annexe 3 – Caractéristiques structurales des murs de refend pour le bâtiment du chapitre 5	167
Annexe 4 – Recommandations du CSRN	171
Annexe 5 – Caractéristiques des séismes utilisés.....	175

CHAPITRE 1 INTRODUCTION

1.1 Problématique

L'est du Canada n'est pas une zone à sismicité faible, du moins, c'est ce qu'en démontrent les dommages (mineurs à modérés) causés par plusieurs séismes dans les dernières décennies (Saguenay (1988), Val-des-Bois (2010), etc.). Le Code National du Bâtiment (*CNB*) a donc adopté diverses dispositions parasismiques permettant de mitiger le risque associé à l'avènement de tremblements de terre. Dédié à la protection du publique, les diverses dispositions sismiques du *CNB* ont évoluées en parallèle des maintes recherches effectuées dans le domaine sismique ce qui leur a permis de rester à la fine pointe des dernières avancées en la matière.

Afin de résister aux charges latérales induites par les séismes, les systèmes de murs de refend et de noyaux en béton armé sont parmi les plus utilisés dans l'Est canadien. En effet, ce système économique permet de combiner les systèmes de résistance aux charges latérales et les systèmes de cages d'ascenseur et d'escaliers de secours, ce qui en fait un choix idéal pour les bâtiments multiétagés. Économiquement, un comportement inélastique de l'ensemble du système de reprise de charge latérale est désiré afin de reprendre les efforts sismiques prescrits par le *CNB* qui peuvent être très élevés. Les systèmes en béton armé, si réalisé selon les règles de l'art, offrent cette ductilité et permettent donc d'obtenir une structure économique, mais surtout, sécuritaire.

Depuis plusieurs années, diverses recherches se penchent sur l'effet multidirectionnel des ondes sismiques sur divers types de structures. En effet, plusieurs codes, incluant le Code National du Bâtiment 2010, recommandent, dans certains cas, l'utilisation d'une règle empirique combinant la réponse maximale dans une direction principale du bâtiment (100%) et une fraction de la réponse maximale dans la direction orthogonale (30%). Or, plusieurs recherches démontrent qu'une telle approche peut générer une conception ou une évaluation non conservatrice de certains éléments d'une structure. Plusieurs chercheurs ont proposé différentes méthodes de combinaison directionnelle qui permettent d'évaluer avec plus de certitudes l'effet combiné d'accélération multidirectionnelles sur une structure.

De plus, l'augmentation fulgurante, dans les dernières années, des capacités de calculs des ordinateurs permettent maintenant d'effectuer, de façon pratique, différents types d'analyses qui autrefois étaient réservées à la recherche. Ainsi, les analyses transitoires (« Time-History

Analysis ») deviennent un outil intéressant pour l'évaluation du comportement non linéaire multidirectionnel sismique des bâtiments puisqu'ils ne font pas entrer en ligne de compte une règle de combinaison directionnelle. Toutefois, l'utilisation d'analyse transitoire nécessite l'utilisation d'enregistrements sismographiques représentatifs de l'aléa sismique de chaque région. Il est donc essentiel de borner la définition et l'application de ces accélérogrammes permettant ainsi d'avoir une réponse structurale fidèle à la réalité. Dans le cas particulier de l'utilisation d'accélérogrammes bidirectionnels, plusieurs paramètres peuvent avoir un impact important sur la réponse du bâtiment. Il est important de considérer le type d'enregistrement utilisé (historique ou simulé) ainsi que la technique d'étalonnage.



Figure 1-1 Bâtiment existant étudié

Une autre incertitude quant à l'utilisation et la représentation d'excitations sismiques bidirectionnelles réside dans la façon d'appliquer ceux-ci aux bâtiments. Plusieurs recherches tentent de définir un angle d'application qui permet de maximiser la réponse pour une excitation donnée. Plusieurs chercheurs argumentent toutefois que l'utilisation d'axes « principaux » d'application ne fait pas fi de la nature aléatoire d'un séisme et qu'il est donc trop conservateur d'utiliser une telle approche. D'un autre côté, plusieurs chercheurs ont proposé d'orienter les excitations sismiques selon les deux axes parallèle et perpendiculaire aux failles principales d'une

région donnée. Or, pour la zone de l'est du Canada il est plus difficile, voir impossible, de localiser avec précision la direction de ces axes.

Le but de la présente recherche est donc d'explorer les diverses dispositions quant à l'utilisation d'excitations bidirectionnelles présentent dans les normes et dans la littérature afin de proposer certaines lignes directrices applicables au Code National du Bâtiment. Le choix de différentes dispositions sera ensuite mis en application sur deux bâtiments multiétagés typiques de l'Est canadien afin de comparer leur efficacité à prédire une réponse structurale adéquate.

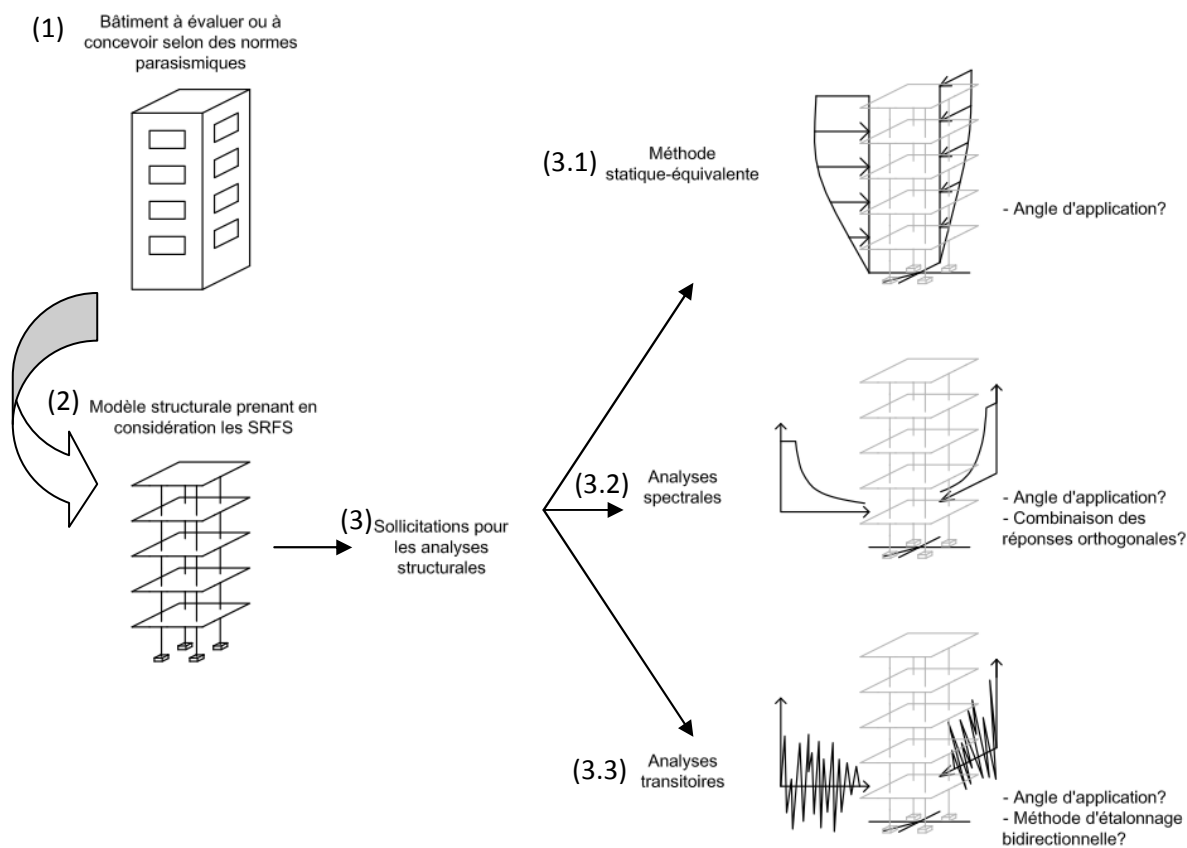


Figure 1-2 Schématisation de la problématique

1.2 Objectifs

L'objectif principal de ce mémoire est d'approfondir les connaissances au niveau des effets bidirectionnels des séismes sur les bâtiments en béton armé. Deux bâtiments types sont étudiés dans le cadre de ce projet afin d'apprécier l'influence de divers paramètres reliés à la modélisation de l'effet de multidirectionnel des séismes. Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux exigences actuelles du Code National du Bâtiment. Cette comparaison permettra l'établissement de directives connexes aux normes actuelles afin d'aider à mieux cerner l'utilisation d'excitations bidirectionnelles lors d'analyses sismiques. Plus précisément, les objectifs spécifiques de ce mémoire sont:

1. D'effectuer une revue de littérature exhaustive sur la modélisation et l'analyse d'excitations sismiques bidirectionnelles et de synthétiser les dispositions pertinentes provenant de diverses normes parasismiques (*FEMA, ASCE, etc.*).
2. D'étudier les différentes méthodes de combinaison directionnelle proposées dans la littérature. Celles-ci permettent en particulier de combiner les efforts obtenus par les analyses spectrales, type d'analyse le plus souvent utilisé en pratique.
3. D'étudier l'influence du type d'enregistrements sismiques utilisés pour les analyses de type transitoire. De par le petit nombre d'enregistrements historiques de forte magnitude disponibles pour l'Est canadien, l'utilisation de séismes simulés se veut une nécessité et il est pertinent d'étudier l'utilisation de ce type d'excitations et les paramètres qui lui sont reliés.
4. D'examiner les différentes méthodes d'étalonnage des composantes horizontales des sollicitations sismiques et de statuer lesquelles sont les plus appropriées dans le contexte de l'Est canadien. L'étude de différents indices de dommages servira en parallèle à déterminer les différents paramètres nécessaires à l'étalonnage des sollicitations.
5. De comparer l'effet des différents paramètres étudiés en relation avec le comportement linéaire et non-linéaires des bâtiments modélisés.

6. D'étudier l'influence de l'angle d'application des sollicitations sismiques, dans les analyses spectrales ou transitoires (linéaires et non-linéaires), par l'intensité des efforts internes et les déplacements
7. De comparer les résultats obtenus des différentes analyses avec les exigences du CNB 2010 afin de statuer sur la pertinence des dispositions contenues dans celui-ci.
8. De formuler des lignes directrices quant à l'utilisation de sollicitations bidirectionnelles sismiques afin d'améliorer les commentaires existants sur l'application du *CNB 2010*.

1.3 Méthodologie

Afin d'atteindre les différents objectifs du mémoire et de tirer des conclusions pertinentes, la méthodologie suivante a été élaborée.

1. Effectuer une revue de littérature exhaustive sur la prise en considération des effets bidirectionnels sismiques. Celle-ci prend en considération les provisions de différents codes ainsi que les dernières recherches effectuées sur le sujet.
2. Effectuer la désagrégation sismique pour la Ville de Montréal à partir du *UHS* du *CNB 2010*.
3. Bâtir une banque d'enregistrements sismiques historiques et de signaux simulés sélectionnés selon la désagrégation sismique.
4. Évaluer le ratio de la composante horizontale majeure par rapport à la composante horizontale mineure des excitations sismiques grâce à différents indices de dommages.
5. Définir 5 représentations spectrales bidirectionnelles (spectre(s) prenant en considération 2 composantes sismiques) qui serviront à l'étalonnage des enregistrements sismiques.
6. Évaluer l'influence de la méthode d'étalonnage sur les représentations spectrales bidirectionnelles utilisées.
7. Évaluer la corrélation des composantes horizontales pour l'ensemble de la banque de séisme et générer des accélérogrammes décorrélés lorsque la corrélation est élevée.
8. Pour un bâtiment fictif simple, évaluer différents paramètres de réponse structurale en utilisant :

- a. La méthode statique équivalente.
 - b. Les provisions du *CNB 2010* pour les analyses spectrales (règle 100%-30%).
 - c. Des analyses spectrales ou les réponses directionnelles sont combinées selon des règles de combinaison proposée dans la littérature (*SRSS*, *CQC3*, etc.).
 - d. Des analyses transitoires linéaires avec des séismes ajustés selon 3 différentes techniques d'étalonnage bidirectionnel (*GMS*, *MaxRot – Huang*, *MaxRot – Beyer*).
9. Pour un bâtiment existant, évaluer différents paramètres de réponse structurale en utilisant :
- a. La méthode statique équivalente.
 - b. Les provisions du *CNB 2010* pour les analyses spectrales (règle 100%-30%).
 - c. Des analyses spectrales ou les réponses directionnelles sont combinées selon des règles de combinaison proposée dans la littérature (*SRSS*, *CQC3*, etc.).
 - d. Des analyses transitoires linéaires et non-linéaires avec des séismes ajustés selon différentes technique d'étalonnage bidirectionnelles (*GMS*, *MaxRot – Huang*, *MaxRot – Beyer*).
10. Produire des conclusions et des recommandations s'appliquant au Code National du Bâtiment 2010.

1.4 Organisation du rapport

Ce mémoire est divisé en 5 chapitres.

Le chapitre 2 présente une revue de la littérature sur la prise en considération de l'effet bidirectionnel sismique pour les bâtiments. La première section présente différentes techniques pour obtenir l'angle critique d'application des efforts sismiques afin de maximiser les efforts internes dans une structure. La section suivante présente les provisions de différents codes sur le sujet. Finalement, les sections suivantes font une revue des techniques proposées par les plus récentes recherches afin de prendre en considération les deux composantes horizontales d'un séisme lors d'analyses spectrales et transitoires.

Le chapitre 3 présente les différentes étapes nécessaires à l'obtention des accélérogrammes qui sont utilisés comme sollicitations pour les analyses transitoires. On y effectue aussi une étude statistique du ratio entre les composantes horizontales (longitudinale et transversale) d'un séisme. Ce facteur sera nécessaire pour certaines règles de combinaison des réponses obtenues selon les analyses spectrales. Finalement, on effectue la décorrélation des accélérogrammes de certains séismes.

Le chapitre 4 présente l'analyse structurale d'un bâtiment simple présentant un seul axe de symétrie. Ce bâtiment ne présente pas un seul système d'axes orthogonaux dans lequel les éléments du système de reprise des forces sismiques (*SRFS*) sont orientés. Dans un premier temps, les analyses sont réalisées avec les règles du *CNB2010* selon la méthode statique équivalente et la méthode modale du spectre de réponse. Ensuite, une seconde série d'analyses spectrales sont réalisées en utilisant différentes règles de combinaison directionnelle proposées dans la littérature. Finalement, les résultats des analyses transitoires, utilisant différentes techniques d'étalonnage bidirectionnel, sont présentés.

Le chapitre 5 présente l'analyse structurale d'un bâtiment existant. Les analyses sont réalisées, dans un premier temps, selon les provisions du *CNB2010*. Les résultats des méthodes statiques équivalentes et spectrales sont présentés. Ensuite, les analyses spectrales sont exécutées de nouveau, mais en utilisant différentes règles de combinaison directionnelles. Finalement, les analyses transitoires (linéaires et non-linéaires) sont réalisées en prenant en considération un nombre réduit de paramètres, certains ayant été considérés comme non pertinents lors des analyses réalisées précédemment (en outre, seulement les séismes simulés sont utilisés).

Finalement, le chapitre 6 présente les conclusions tirées suite aux analyses ainsi que les recommandations à l'égard du Code National du Bâtiment 2010.

CHAPITRE 2 REVUE DE LITTÉRATURE

2.1 Introduction

Plusieurs études ont déjà été menées à la fois sur la caractérisation des excitations sismiques bidirectionnelles ainsi que leur effet sur le comportement des ouvrages de génie civil. Ainsi, ce chapitre présente une revue de la littérature reliée non seulement à cette caractéristique des excitations sismiques, mais aussi sur la modélisation adéquate des bâtiments afin de prendre en compte ces effets. Dans un premier temps, une revue des techniques d'obtention de l'angle critique d'application des secousses sismiques sur les bâtiments est réalisée. Ensuite, une revue de l'état de la recherche sur la représentation des caractéristiques bidirectionnelles des secousses sismiques est réalisée; celle-ci est divisée en deux parties, soit la sélection et l'étalonnage des accélérogrammes et les différentes règles de combinaisons des excitations et des réponses qui en découlent. Subséquemment, une revue des provisions sismiques présentes dans différents codes concernant la prise en compte de l'effet bidirectionnel des séismes est effectuée. Finalement, une revue de la littérature concernant la modélisation des bâtiments pour prendre adéquatement en compte les effets bidirectionnels est présentée.

2.2 Orientation critique et angle d'application des sollicitations sismiques

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature afin de déterminer, pour les bâtiments multiétagés, le point d'application en plan des sollicitations sismiques et le système d'axe permettant d'obtenir la réponse critique. Pour les bâtiments d'un étage et certains types de bâtiments multiétagés, il est possible de trouver un système cartésien (K, I, II, z) qui permet d'obtenir une matrice de rigidité latérale diagonale (Figure 2-1). L'origine de ce système (K) se nomme le centre élastique et les directions I et II sont les directions principales. Ces analyses considèrent que les différents planchers du bâtiment à l'étude sont modélisés avec des diaphragmes rigides. Ainsi, lorsqu'on applique une force selon l'orientation des axes principaux, on obtient un déplacement sans rotation. L'axe I correspond à l'axe de rigidité maximale et donc de déplacement minimal tandis que l'axe II correspond à l'axe de rigidité minimale et donc de déplacement maximal (Anastassiadis, 1989). Cette définition des directions principales ne peut que s'étendre à un nombre restreint de bâtiments multiétagés soit :

- Les bâtiments ayant des éléments présentant des matrices de rigidités latérales proportionnelles.
- Les bâtiments doublement symétriques dans le plan horizontal.
- Les bâtiments dont tous les éléments du SFRS présentent des axes principaux ayant la même orientation.

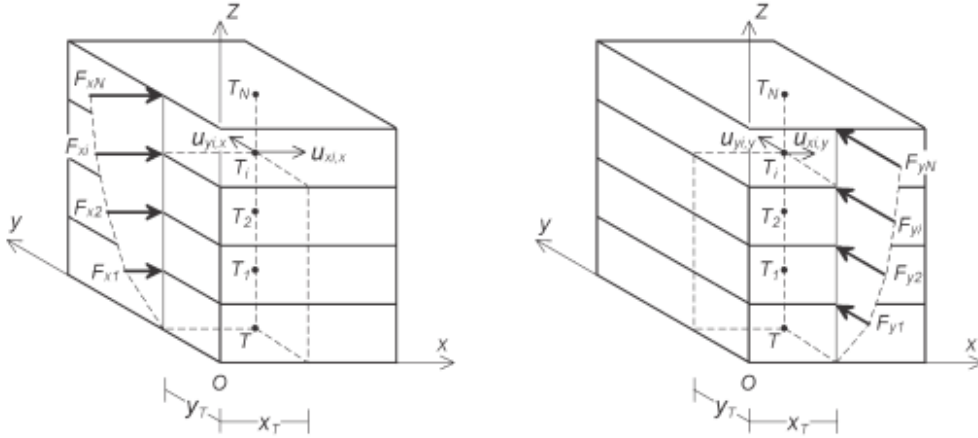


Figure 2-1 Application des forces latérales pour déterminer l'axe optimal de torsion (T) et les directions principales (I et II) d'un bâtiment de N étages (Athanatopoulou & Doudoumis, 2008).

Ces conditions ne couvrent qu'une petite fraction des bâtiments analysés. Dans cette optique, certaines définitions qui permettent d'englober un ensemble plus large de bâtiments ont été proposées. Le concept d'axe de torsion optimal a été présenté afin de définir l'axe d'origine du système cartésien (K, I, II, z). Cet axe se définit comme étant l'axe vertical où les forces sismiques doivent être appliquées afin de minimiser la somme des carrés des rotations des diaphragmes sur la hauteur du bâtiment.

$$\Theta = \sum_{i=1}^N \theta_i^2 = \min \quad (2.1)$$

Plusieurs études ont été menées qui ont permis de déterminer différentes façons d'approximer la position de l'axe de torsion optimal. Marino et Rossi (2004) ont déterminé une expression exacte,

valable pour des bâtiments ayant des éléments de contreventement orientés arbitrairement et qui ne sont pas nécessairement continus sur la hauteur du bâtiment :

$$\begin{aligned} y_T &= \frac{\theta_{z,x}^T \theta_{z,z}}{\theta_{z,z}^T \theta_{z,z}} \\ x_T &= \frac{-\theta_{z,y}^T \theta_{z,z}}{\theta_{z,z}^T \theta_{z,z}} \end{aligned} \quad (2.2)$$

où :

- y_T et x_T représentent les coordonnées verticales de l'axe optimal de torsion.
- $\theta_{z,x}$ et $\theta_{z,y}$ représentent les vecteurs de rotation des planchers produits par les forces appliquées (F) selon les axes structuraux x et y respectivement.
- $\theta_{z,z}$ représente le vecteur de rotation des planchers produits par le moment $M = I * F$ autour de l'axe z.

Certaines méthodes simplifiées ont été proposées afin de déterminer l'angle entre les axes structuraux et les axes principaux d'un bâtiment. Athanatopoulou et Doudoumis (2008) ont, quant à eux, proposé une définition théorique définissant les directions principales comme étant celles où, lorsqu'on applique l'ensemble des forces statiques à l'axe optimal de torsion, la somme des carrés des déplacements de cet axe, au niveau des planchers, est maximisée (axe *I*) et minimisée (axe *II*). En terme d'équations, on peut exprimer l'angle reliant les directions principales aux directions structurales comme suit :

$$a_0 = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2u_{xy}}{u_{xx}^2 - u_{yy}^2} \right] \quad (2.3)$$

$$\begin{aligned} u_{xx}^2 &= \mathbf{u}_{x,x}^T \cdot \mathbf{u}_{x,x} + \mathbf{u}_{y,x}^T \cdot \mathbf{u}_{y,x} \\ u_{yy}^2 &= \mathbf{u}_{x,y}^T \cdot \mathbf{u}_{x,y} + \mathbf{u}_{y,y}^T \cdot \mathbf{u}_{y,y} \\ u_{xy} &= \mathbf{u}_{x,x}^T \cdot \mathbf{u}_{x,y} + \mathbf{u}_{y,x}^T \cdot \mathbf{u}_{y,y} \end{aligned} \quad (2.4)$$

où $u_{i,j}$ dénote le vecteur de déplacement selon l'axe *i* de l'axe optimal de torsion à chaque niveau causé par l'application des forces dans la direction *j*. On utilise ensuite la convention définie à la figure 2-2 pour définir les angles a_{01} et a_{02} qui représentent les angles entre le système structural (axes x et y) et les directions principales.

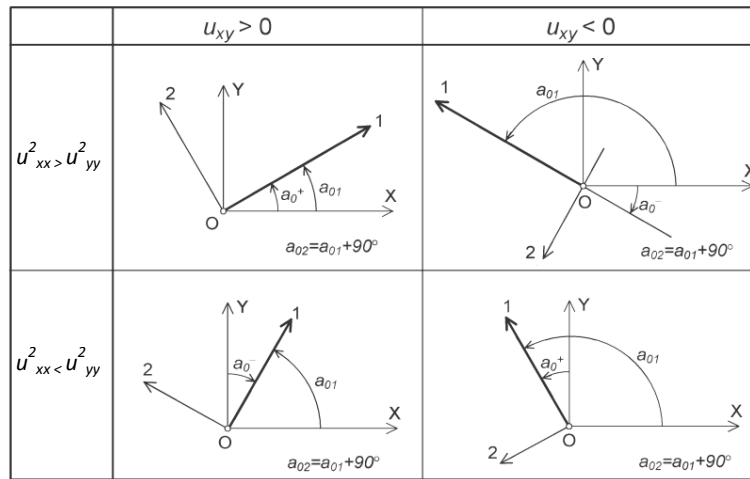


Figure 2-2 Convention pour déterminer la valeur de a_{01} et a_{02} . (Athanatopoulou & Doudoumis, 2008)

Athanatopoulou et Doudoumis (2008) ont d'ailleurs démontré, par une analyse sur une multitude de bâtiments différents, que cette technique évalue beaucoup mieux la position et l'orientation des axes principaux d'un bâtiment que les méthodes proposées précédemment. De plus, puisque les directions principales du bâtiment sont obtenues en utilisant les directions principales d'un tenseur de second ordre, celles-ci sont indépendantes du système de référence choisi. Il faut toutefois se rappeler que la localisation de l'axe optimal de torsion et l'orientation des directions principales sont dépendantes du vecteur de chargement et donc qu'il faut réaliser une nouvelle analyse pour chaque cas de chargement.

Une seconde méthode, qui prend en compte les masses modales effectives dans chacune des directions, est aussi utilisée dans la pratique. L'avantage de cette méthode réside dans sa très grande simplicité d'application. En effet, on obtient l'angle critique selon :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{M_y}{M_x} \right) \quad (2.5)$$

où :

$-M_y$ et M_x représentent les masses modales effectives du premier mode de vibration dans chacune des directions orthogonales.

2.3 Sélection et étalonnage des accélérographes

Méthode de sélection

L'utilisation d'enregistrements sismiques, en général des accélérographes, est nécessaire à la réalisation d'analyses dynamiques temporelles qui deviennent des outils de plus en plus utilisés dans la pratique. Toutefois, leur utilisation nécessite une sélection et un étalonnage adéquat afin qu'ils représentent efficacement les conditions de sismicité locale ainsi que le niveau de risque désiré pour réaliser l'évaluation ou la conception. Dans ce contexte, le *National Institute of Standards and Technology* a établi certaines lignes directrices (NIST, 2011) permettant d'obtenir des enregistrements conformes. Ces derniers proposent l'utilisation de la méthode d'analyse probabiliste de l'aléa sismique qui est aussi la base des normes parasismiques du *CNB 2010*. Cette approche permet de générer des équations qui tiennent compte des forts mouvements de sol (souvent référés sous l'acronyme *GMPE*) à partir de données sismiques historiques. Ces équations relient différentes caractéristiques sismiques (magnitude, distance épacentrale, condition de sol, etc.) à l'intensité sismique attendue au site à l'étude. Concrètement, ces équations permettent de générer des courbes de probabilité de dépassement de l'accélération spectrale pour une période donnée.

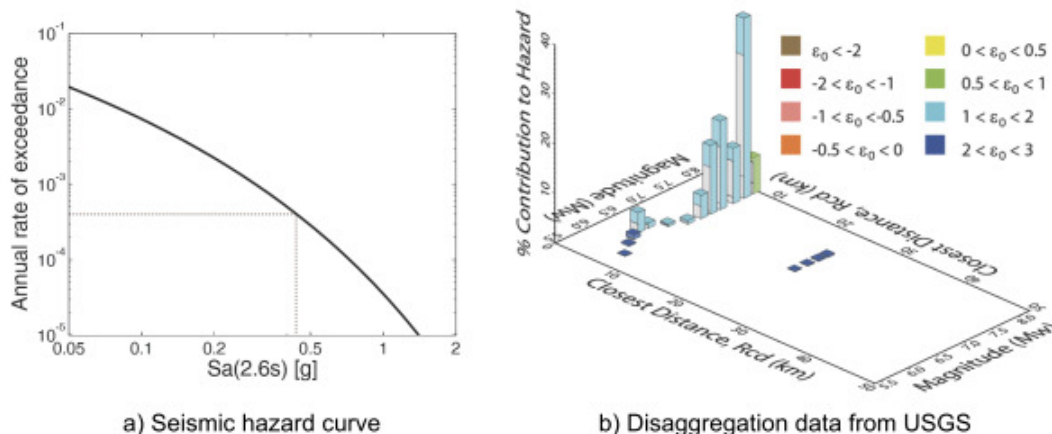


Figure 2-3 Exemple d'une courbe probabiliste a) et de désagrégation b) pour le site Palto Alto étudié avec une récurrence de 2% dans 50 ans (NIST, 2011)

L'utilisation de *GMPE* permet aussi de générer différents types de spectres de calcul. Le plus utilisé de ces spectres est sans doute le *Uniform Hazard Spectra (UHS)* spectre qui est

construit en calculant, pour une probabilité de dépassement fixe, une intensité spectrale pour chaque période utilisée dans l'analyse probabiliste. Les lignes directrices du NIST (2011) nous rappellent toutefois que le *UHS* est une approximation conservatrice du risque sismique surtout pour les niveaux de sismicité très élevés, car il est très improbable que ces fortes valeurs spectrales soient présentes pour l'ensemble des périodes dans un même séisme.

D'un autre côté, les *GMPE* permettent aussi de générer le *Conditional Mean Spectra* (CMS). Celui-ci conditionne les valeurs d'accélérations spectrales sur une seule période qui est spécifiée par l'utilisateur du spectre. Pour les autres périodes, une valeur moyenne du spectre d'accélération est ensuite calculée. L'utilisation de ce spectre permet de mieux conserver les caractéristiques du séisme original lors de l'étalonnage. Certains chercheurs (Al Atik & Abrahamson, 2010) ont aussi permis d'améliorer le CMS en quantifiant la variabilité issue de ce spectre. Ce spectre est connu sur le nom de *Conditional Spectra* (CS). On note aussi que bien que sécuritaires le CMS et le CS donnent des résultats moins conservateurs que le UHS.

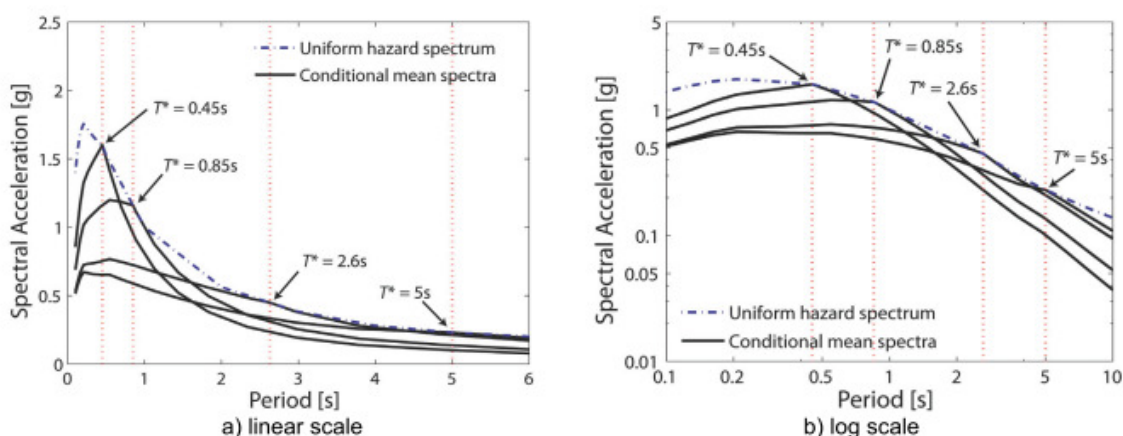


Figure 2-4 *Conditional Mean Spectra* pour le site Palo Alto conditionné à des périodes de 0.45s, 0.85s, 2.6s et 5s pour un aléa de 2% dans 50 ans (NIST, 2011)

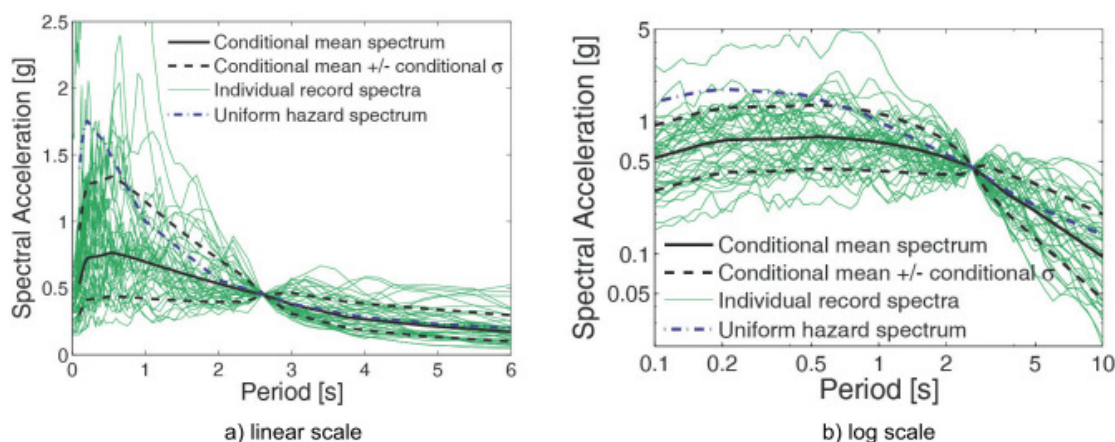


Figure 2-5 *Conditional Spectra* pour le site Palo Alto conditionné à une période de 2.6s (NIST, 2011)

Les lignes directrices du NIST (2011) balisent l'utilisation des différents types de spectres. En effet, on recommande d'utiliser le CMS pour le calcul de la valeur moyenne de déplacement et de déformation si les périodes fondamentales dans les axes orthogonaux sont relativement rapprochées (ratio de moins de 2 entre les périodes). Autrement, on recommande d'utiliser l'enveloppe des valeurs obtenues avec le UHS. On recommande aussi d'utiliser le UHS dans le cas de structures fortement affectées par l'effet des modes supérieurs de vibration. Quant au CS, on recommande son utilisation dans le cas où l'on recherche à quantifier la dispersion de différents paramètres structuraux.

Le NIST (2011) propose aussi l'utilisation de la désagrégation du risque sismique comme base de la sélection d'accélérogrammes. Issue des GMPE, la désagrégation permet de quantifier la contribution à l'aléa sismique d'un scénario sismique (une paire de valeurs magnitude/distance épacentrale ainsi qu'un indice de caractérisation de sol) pour un niveau d'intensité sismique donné. Celle-ci permet donc de choisir dans les banques de données sismiques des événements qui correspondent bien à la réalité sismologique du site à l'étude. Bien que cette technique soit communément acceptée dans la communauté scientifique, certains chercheurs ont démontré que si l'étalonnage des enregistrements sismiques est effectué adéquatement, la magnitude et la distance épacentrale ont un effet négligeable sur les résultats (Iervolino & Cornell, 2005). Une autre méthode de sélection des secousses sismiques consiste en une sélection, à travers une large banque de données sismique, basée sur la correspondance à la forme du spectre cible. Une étude

menée par Beyer et al. (2007) a d'ailleurs démontré que l'utilisation de cette technique nécessite moins d'enregistrements que la sélection par scénario afin d'obtenir des résultats moyens stables. Bien que cette méthode semble plus attrayante, certains chercheurs ont démontré qu'il est très difficile d'obtenir une quantité raisonnable d'enregistrements sans effectuer d'étalonnage (Iervolino, Maddaloni, & Cosenza, 2008). En effet leur étude portant sur la sélection d'enregistrements selon l'Eurocode 8 a démontré qu'une recherche avec un nombre limité de critères relativement souples dans une banque de données de plus de 1500 événements ne permettait pas de trouver assez de séismes compatibles à la réalisation d'analyses dynamiques temporelles. Pour circonvier à cette situation, on recommande d'utiliser une méthode où l'on choisit l'enregistrement qui nécessite le plus petit facteur d'étalonnage possible afin de faire correspondre le spectre de l'enregistrement au spectre cible.

Certains chercheurs (Katsanos, Sextos, & Manolis, 2010) ont aussi proposé d'utiliser une combinaison de ces deux techniques afin de bien modéliser les conditions sismiques d'un site particulier. Cette technique consiste en une première sélection selon les scénarios sismiques les plus probables (issus de la désagrégation) suivie d'une seconde sélection en fonction de la correspondance au spectre cible. Cette même étude rappelle l'importance de la sélection selon la magnitude et la distance épacentrale. En effet, l'utilisation d'une approche probabiliste ferait en sorte de perdre la signification physique de la magnitude et de la distance épacentrale qui serait retrouvée lors de la désagrégation. Cette recherche démontre aussi que la magnitude a beaucoup plus d'influence que la distance épacentrale sur la réponse structurale.

Définition bidimensionnelle du spectre cible

Comme le rappelle Beyer et al. (2007), il existe plusieurs définitions différentes pour caractériser, à l'aide de spectre(s) de réponse, une excitation bidirectionnelle. Ces définitions peuvent être classées en 2 catégories : (1) une paire de valeurs spectrales pour chaque composante et (2) une seule valeur spectrale issue du vecteur des deux composantes orthogonales.

Définition par paire de valeurs spectrales :

x, y : Ce sont les spectres des deux composantes horizontales telles qu'enregistrées lors de l'événement. L'angle dans lequel celles-ci ont été enregistrées est arbitraire et n'a que très peu de signification physique.

FN, FP : Ce sont les valeurs des deux spectres issus des enregistrements originaux lorsque ces derniers subissent une rotation matricielle pour être alignés selon les axes normaux (FN) et parallèles (FP) à la faille instigatrice du séisme.

Principal 1, Principal 2 : Ce sont les valeurs des deux spectres issus des enregistrements originaux lorsque ceux-ci subissent une rotation matricielle qui permet de réduire à zéro la covariance entre les deux accélérographes qui sont maintenant non corrélés. L'angle qui permet d'obtenir ces enregistrements non corrélés est reconnu comme étant relativement constant sur toute la durée du séisme (Penzien & Watabe, 1975). Toutefois, certains chercheurs (Penzien & Watabe, 1975) ont démontré que l'angle qui permet de décorrélérer les enregistrements originaux est sensible à la durée du séisme et qu'il est donc primordial de choisir avec soin la durée effective du séisme.

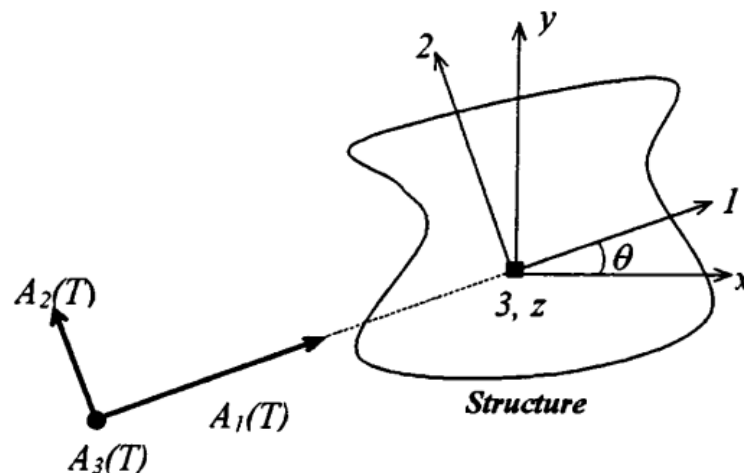


Figure 2-6 Définition des axes principaux sismiques et des axes structuraux (Lopez, Chopra, & Hernandez, 2000)

Définition par valeur spectrale unique :

GMS : utilisé dans la plupart des GMPE pour générer les courbes de probabilité de dépassement en fonction de l'intensité, le *Geometric Mean Spectra* calcule la moyenne géométrique¹ des spectres des deux composantes tels qu'enregistrés. Il est important de noter que le *GMS* est dépendant de l'angle dans lequel la secousse sismique a été enregistrée.

AMS : Le *Arithmetic Mean Spectra* calcule la valeur moyenne des deux composantes spectrales telles qu'enregistrées.

ENVS : Le spectre enveloppe, aussi fréquemment utilisé dans la définition des GMPE, est défini par la plus grande valeur possible, pour chaque période, des spectres issus des enregistrements originaux.

MaxRotS : Correspond à la plus grande accélération unidirectionnelle pour toutes les orientations possibles de la paire de composantes (NIST, 2011). Des études relatives à cette définition ont permis de démontrer que pour les périodes plus longues, l'angle donnant la réponse maximale reste relativement constant alors qu'il varie beaucoup dans les périodes plus courtes. Certains auteurs définissent aussi un spectre correspondant à la composante orthogonale au *MaxRotS*, ces deux spectres ont été nommés respectivement : *minor axis spectra* et *major axis spectra* (Grant, 2011).

¹ La moyenne géométrique se calcule en prenant la racine énième de la multiplication des n valeurs considérées.

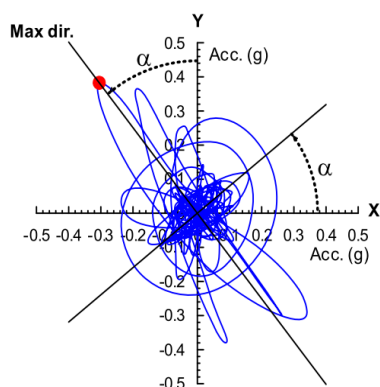


Figure 2-7 Définition du MaxRotS (Huang, Whittaker, & Luco, 2009)

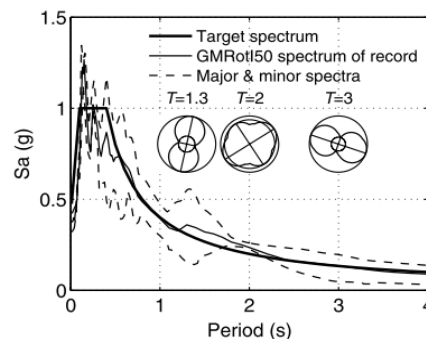


Figure 2-8 Spectre « major » et « minor » (traits pointillés) et GMRotI50 (trait solide) étalonnée sur le UHS (trait gras) (Grant, 2011)

SRSS : Ce spectre est calculé période par période en utilisant la racine carrée de la somme des carrés des valeurs spectrales telles qu'enregistrées.

GMRotD50 : Pour chaque période, on calcule la valeur médiane du *GMS* pour tous les angles possibles du séisme. Il est important de noter que pour le *GMRotD50*, chaque période est conditionnée par un angle différent (Boore, Watson-Lamprey, & Abrahamson, 2006).

GMRotI50 : Le *GMRotI50* est une approximation du *GMRotD50* qui permet de conserver une orientation constante pour chaque période en minimisant la somme des différences entre le *GMRotD50* et le *GMRotI50* sur la plage de période considérée (Boore et al., 2006). Le choix de la plage de période utilisée est un paramètre très important pour l'établissement du *GMRotI50*, celui-ci est très sensible à la présence de sauts dans le spectre de déplacement (Grant, 2011). Il est donc très important d'inclure tous ces sauts dans la plage de période sélectionnée. Grant (2011) indique aussi qu'il y a un certain biais dans les valeurs associées aux périodes courtes issues d'une suremphase sur les résultats des longues périodes dans le calcul du *GMRotI50*.

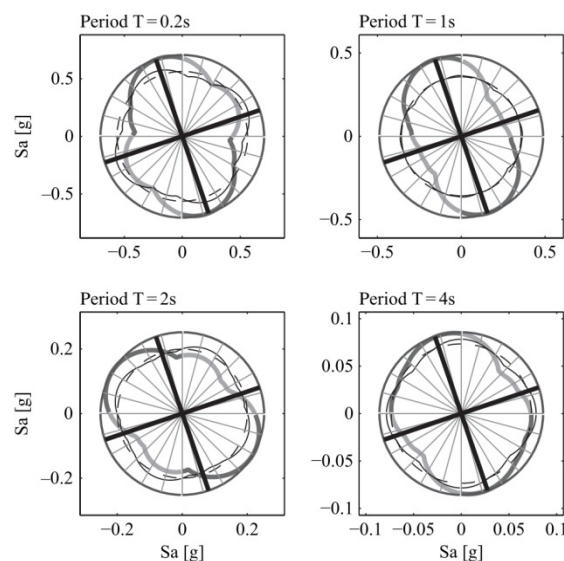


Figure 2-9 Accélération spectrale de chaque composante en fonction de l'angle pour différentes périodes (2 lignes épaisses). Le cercle externe représente la valeur maximale pour tous les angles possibles tandis que les lignes solides et pointillées représentent respectivement le GMS et le GMRotD50 (Beyer, Katrin & Bommer, 2007)

Beyer et al. (2007), dans leur revue des différents paramètres de sélection pour la réalisation d'analyses bidimensionnelles, nous rappellent qu'il n'y a aucune des définitions ci-dessus qui est nécessairement supérieures aux autres en terme de précision des résultats. On nous rappelle plutôt qu'il est important d'être consistant dans le choix du spectre utilisé tout au long de la procédure de sélection des enregistrements (NIST, 2011).

Plusieurs techniques pour la sélection et l'étalonnage d'accélérographes bidirectionnels ont été proposés dans la littérature. On propose notamment d'utiliser le *Conditional Spectra* en combinaison avec une définition bidirectionnelle du spectre de réponse tel le GMRotD50 (NIST, 2011). Le *Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH, 2008)*, propose, quant à lui, d'utiliser les deux spectres (*major axis* et *minor axis*) de la définition *MaxRot* et d'étalonner ceux-ci sur des spectres cibles maximal et minimal développés à des fins de conception. Certains chercheurs ont d'ailleurs proposé plusieurs facteurs afin de convertir un spectre bâti sur les bases du *GMS* à une paire de spectres maximal et minimal (Huang, Whittaker, & Luco, 2008). Les

études qu'ils ont menées ont permis de déterminer que, pour les séismes de l'Ouest, le ratio de demande maximal par rapport à la demande *GMS* varie en moyenne entre 1.1 et 1.4 selon la période. Des études semblables ont été menées pour l'est de l'Amérique du Nord (Beyer et al, 2006) ceux-ci ont permis de déterminer que le ratio moyen se situe cette fois-ci entre 1.2 et 1.4. Il est important de noter que la représentation moyenne choisie pour ces études correspond au *GMrotI50* et non au *GMS*. Toutefois les études ont démontré qu'il n'existe qu'une très petite différence entre ces deux définitions (moins de 5% de différence en moyenne).

Le résultat attendu est aussi important dans le choix d'une technique de sélection (Beyer et al, 2007). En effet, si on cherche à trouver la réponse ayant une probabilité de dépassement fixe (en assumant que statistiquement, l'angle d'incidence sismique est uniformément distribué) on démontre qu'il faut utiliser la valeur médiane obtenue en analysant tous les angles d'incidence possibles. Ceci est un meilleur indicateur que la moyenne qui accorde trop d'importance à un événement en particulier. Une estimation proposée pour la valeur médiane est l'utilisation d'un angle arbitraire d'incidence. Bien entendu, l'utilisation d'un tel estimé nécessite l'utilisation de plus d'enregistrements que si l'on évalue tous les angles possibles pour une même réponse structurale. Toutefois, le nombre d'analyses à effectuer (une analyse par événement versus une couverture complète des angles d'incidence possibles) diminue beaucoup ce qui rend cette dernière option attrayante. Une autre façon de diminuer la quantité d'enregistrements utilisés serait de déterminer l'angle critique par une première analyse et d'appliquer ensuite les accélérogrammes selon cet angle. D'un autre côté, si l'on cherche à déterminer la réponse maximale issue de tous les angles d'incidence possibles, les résultats obtenus auront une plus petite probabilité de dépassement que la probabilité de dépassement de l'accélération spectrale utilisée.

Beyer et al, (2007) ont proposé deux techniques différentes afin d'étalonner une paire de spectres par rapport à un spectre cible. La première méthode consiste simplement à étalonner le *GMS* de la paire de spectres de réponses au spectre cible (si le spectre cible a été généré selon la définition du *GMS*). Dans le second cas, on effectue un calcul d'un premier facteur d'étalonnage en étalonnant le *GMS* de la paire de spectres de réponses au spectre cible. Ensuite, on multiplie chacune des composantes par un second facteur, soit β ou $1/\beta$ afin qu'ils correspondent le mieux au spectre *MaxRot*. Par contre, peu d'études se sont penchées sur cette deuxième méthode et il reste à prouver si elle est vraiment efficace et si elle permet de réduire le nombre d'analyses

requis. L'avantage de son utilisation réside dans une diminution de la variation de l'intensité entre les deux composantes, ce qui aurait pour effet de réduire la dispersion dans les résultats.

Accélérogrammes simulés

Dans le cas de l'est de l'Amérique du Nord, peu d'enregistrements sismiques de haute intensité existent, ce qui rend la sélection d'accélérogrammes pour des analyses temporelles relativement difficile. Pour remédier à cette situation, plusieurs chercheurs ont généré avec succès des banques de séismes artificiels qui représentent adéquatement la réalité sismologique d'un lieu donné. Dans l'est de l'Amérique du Nord, une des banques les plus utilisées est celle d'Atkinson (2009b). Les séismes simulés ont été créés afin d'être compatibles avec les conditions sismotectoniques de l'est de l'Amérique du Nord, et doivent être étalonnés afin de les rendre compatibles avec le *UHS* de l'édition 2005 du Code National du Bâtiment. À des fins d'analyses structurales, Atkinson recommande d'utiliser cinq événements pour chaque scénario (M-R) qui contribue significativement au risque sismique du lieu à l'étude. Plusieurs chercheurs se sont penchés sur l'efficacité d'analyses structurales impliquant de tels séismes simulés. Michaud et Léger (2012) ont démontré que leur utilisation à des fins d'études structurales était adéquate si les séismes choisis étaient représentatifs de la désagrégation du risque sismique. Koboevic et al. (2011), qui arrivent aux mêmes conclusions, recommandent d'utiliser au moins un séisme qui contribue significativement aux différents scénarios sismiques (M-R) du site à l'étude. De plus, ces chercheurs ont observé que les accélérogrammes simulés ne présentent pas de longues pulsations d'accélération qui sont souvent critiques lors des analyses structurales non linéaires.

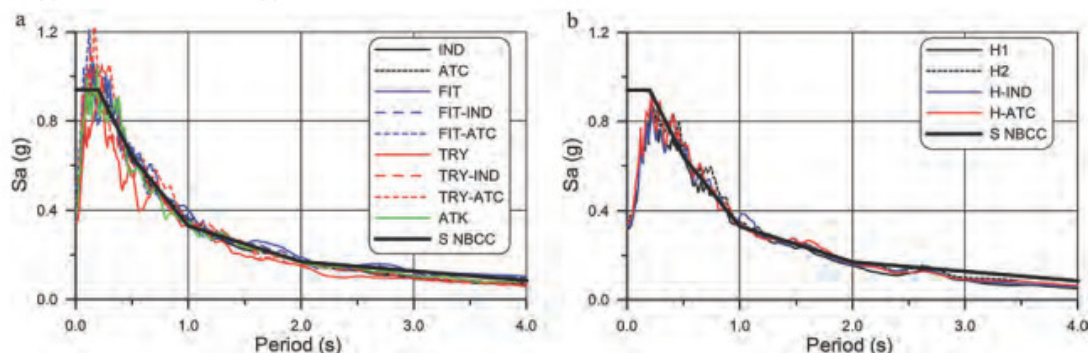


Figure 2-10 Spectre d'accélérogrammes historiques : a) et simulés b) générés par Atkinson et étalonné sur le UHS de Vancouver par différentes méthodes (Koboevic et al., 2011)

Méthode d'étalonnage

Plusieurs méthodes ont été proposées afin d'étalonner les accélérogrammes pour que leur spectre soit compatible avec un spectre de dimensionnement (généralement fourni par une législation quelconque). Parmi ces méthodes, on retrouve deux grandes familles; le "*scaling*" et le "*matching*". La première consiste en l'application d'une valeur scalaire à l'ensemble de l'accélérogramme afin de faire concorder, dans la mesure du possible, les deux spectres. Cette technique permet de conserver intégralement la forme spectrale de l'enregistrement initial. Dans le second cas, on modifie la forme spectrale, soit dans le domaine du temps ou dans le domaine des fréquences, afin d'obtenir une correspondance entre le spectre de l'enregistrement et le spectre cible. Bien que certains chercheurs aient démontré que, si effectué adéquatement, le choix de la technique d'étalonnage n'a que peu d'effets sur la réponse structurale (Grant, 2011), elle demeure une étape cruciale dans le processus d'analyses temporelles.

Méthode dite de type « Matching »

Méthode dans le domaine du temps (TD): Cette méthode consiste en l'ajout et la soustraction d'ondelettes à l'accélérogramme original. Si elles sont choisies adéquatement, ces ondelettes permettent un étalonnage adéquat des spectres sans l'ajout de déplacements supplémentaires.

Méthode dans le domaine des fréquences (FD): Cette méthode s'appuie sur une décomposition du signal par une série de Fourier. Les coefficients de Fourier sont ensuite modifiés scalairement afin d'obtenir une correspondance période par période avec le spectre cible. Une transformée inverse de Fourier est ensuite réalisée afin d'obtenir l'accélérogramme modifié.

Bien qu'elles permettent en général une meilleure concordance entre le spectre de réponse de l'accélérogramme et le spectre cible (Michaud & Léger, 2012), plusieurs chercheurs ont émis des doutes quant à l'utilisation de techniques de type « *Matching* », car elles modifient de façon significative les caractéristiques sismiques et le spectre de réponse de l'enregistrement original. Dans le cas d'analyses structurales non linéaires, il est préférable de ne pas modifier les formes spectrales de l'enregistrement original (Leger & Tremblay, 2009), ce qui rend ces méthodes moins attrayantes pour ce type d'analyses. Toutefois, si une telle méthode est utilisée, on recommande (Michaud & Léger, 2012) d'utiliser la méthode *TD*, car celle-ci conserve mieux les caractéristiques du signal original. Le *NIST* (NIST, 2011) a aussi émis certaines balises quant à l'utilisation des techniques de type « *Matching* », notamment afin d'éviter la présence d'impulsions de vitesse qui induisent un biais lors de l'étalonnage. On recommande aussi d'utiliser des techniques de type « *Matching* » avec le UHS ou le CMS seulement à des fins d'évaluation d'une valeur moyenne et non de la dispersion statistique de cette valeur. De leur côté, Leger et Tremblay (2009) ont démontré que la Méthode TD peut être surconservatrice pour les bâtiments avec une période fondamentale relativement faible. Ainsi, ils recommandent d'utiliser, pour des structures avec une période fondamentale sous 1.5 s, une combinaison de la méthode FD effectuée lâchement (avec peu d'itération et donc une correspondance spectrale approximative) en combinaison avec un étalonnage scalaire. Pour les bâtiments avec une période fondamentale de plus de 1.5 s, on recommande d'utiliser soit la méthode TD ou soit la méthode FD effectuée lâchement.

Méthode dite de type « *Scaling* »

PGA : Cette méthode consiste en l'utilisation d'un facteur sur le signal initial afin que l'accélération de pointe au sol (PGA) de celui-ci corresponde à celui du spectre cible.

Sa(T₁) : Cette méthode consiste en l'utilisation d'un facteur qui permet d'égaliser la valeur spectrale du spectre de réponse, à une période précise, à celui du spectre cible à cette même période. Cette période est généralement prise comme étant la période du premier mode de vibration de la structure étudiée (T_1). La méthode *Sa(T₁)* est celle recommandée dans le commentaire J du Code National du Bâtiment 2010 (CNRC, 2010).

S_{1a} : Cette méthode consiste en l'application d'un scalaire au signal original qui permet d'égaliser l'aire sous le spectre de réponse entre deux périodes prédéfinies à l'aire sous le spectre cible entre

ces deux mêmes périodes. La plage de périodes utilisée est généralement définie par des bornes permettant de regrouper assez de modes de vibration pour solliciter un certain pourcentage de masse modale effective dans chaque direction orthogonale.

ATK : Cette méthode a été proposée en premier lieu pour l'étalonnage des séismes simulés générés par Atkinson (2009b). Elle consiste en le calcul du ratio de l'accélération spectrale cible (Sa_{target}) sur l'accélération spectrale de l'enregistrement (Sa_{eq}) à chaque période sur une plage de période donnée. La valeur moyenne de Sa_{target}/Sa_{eq} est ensuite utilisée comme facteur d'étalonnage. De plus, si l'on recherche un certain nombre d'enregistrements dans une banque de données beaucoup plus volumineuse, on peut calculer pour chacun l'écart type de Sa_{target}/Sa_{eq} . On sélectionne ensuite les enregistrements présentant des écarts types de petites magnitudes. On recommande aussi d'utiliser différentes plages d'étalonnage pour différents scénarios sismiques (M-R). Par exemple, on utiliserait des événements de magnitude modérée à petite distance pour une plage de période courte et des événements de plus grande magnitude à grande distance pour la plage de période longue.

MSE : Cette méthode consiste en la minimisation, sur une plage de période donnée, du *Mean Square Error (MSE)*, un indicateur caractérisant l'écart entre l'accélération spectrale de l'enregistrement et celle du spectre cible.

$$MSE = \frac{\sum_i w(T_i) \left\{ \ln[Sa_{target}(T_i)] - \ln[f * Sa_{response}(T_i)] \right\}^2}{\sum_i w(T_i)} \quad (2.6)$$

où :

- $Sa_{target}(T_i)$ et $Sa_{response}(T_i)$ représentent respectivement les valeurs d'accélération spectrales des spectres cibles et du spectre de réponse de l'événement.
- w_i représente une fonction permettant d'attribuer différents poids à différentes plages de période.
- f représente le facteur d'étalonnage choisi.

En fait, la technique *MSE* permet de donner un poids différent à chacune des périodes dans la plage de période choisie ce qui permet un étalonnage plus représentatif de la structure étudiée.

ASCE : La méthode issue du code de la *American Society of Civil Engineering*, demande à l'utilisateur de multiplier les spectres d'accélération originaux afin que son intégration sur une

plage de $0.2 \cdot T$ à $1.5 \cdot T$ soit égale à l'intégration du spectre cible sur cette même plage (T étant la période fondamentale de la structure étudiée).

ATC : Dans un premier temps, cette méthode demande d'étalonner chacun des enregistrements choisis afin que sa vélocité de pointe corresponde à la vélocité de pointe moyenne du groupe choisi. Dans un second temps, un facteur d'étalonnage unique est calculé pour la totalité des enregistrements selon :

$$FA = \frac{Sa_{target}(t_1)}{Median(Sa_{response}(t_1))} \quad (2.7)$$

Parmi ces méthodes, les méthodes *MSE*, *Sa(T)* et *SlA* ont été recommandées, (Michaud & Léger, 2012) car elles présentent une dispersion inférieure aux autres méthodes, peu importe si cette dispersion est évaluée sur la base d'indicateur de dommage, d'un système à un DDL ou un système à plusieurs DDL. On recommande aussi l'utilisation de la moyenne de sept accélérogrammes plutôt que l'utilisation de la valeur maximale issue de trois accélérogrammes, car on obtient des résultats beaucoup plus stables avec sept enregistrements. Beaucoup de chercheurs (Katsanos et al., 2010; Leger & Tremblay, 2009) ont aussi démontré que la méthode *PGA*, qui est utilisée dans plusieurs normes, n'est pas efficace et que son utilisation peut mener à des valeurs non conservatrices. On a aussi démontré que la méthode *ATK*, utilisée avec des séismes artificiels, génère des résultats acceptables et comparables avec ceux obtenus pour des séismes historiques. On recommande toutefois d'utiliser cette méthode en combinaison avec une présélection des enregistrements basée sur la conformité du spectre de réponse avec le spectre cible. L'efficacité de cette présélection a aussi été démontrée par Luco et Bazzurro (2007) qui ont démontré qu'il existe un biais inhérent à l'étalonnage et que celui-ci augmente en fonction de la magnitude du scalaire utilisé lors de l'étalonnage. Ainsi, une présélection permet de diminuer la valeur du scalaire d'étalonnage ce qui diminue le biais.

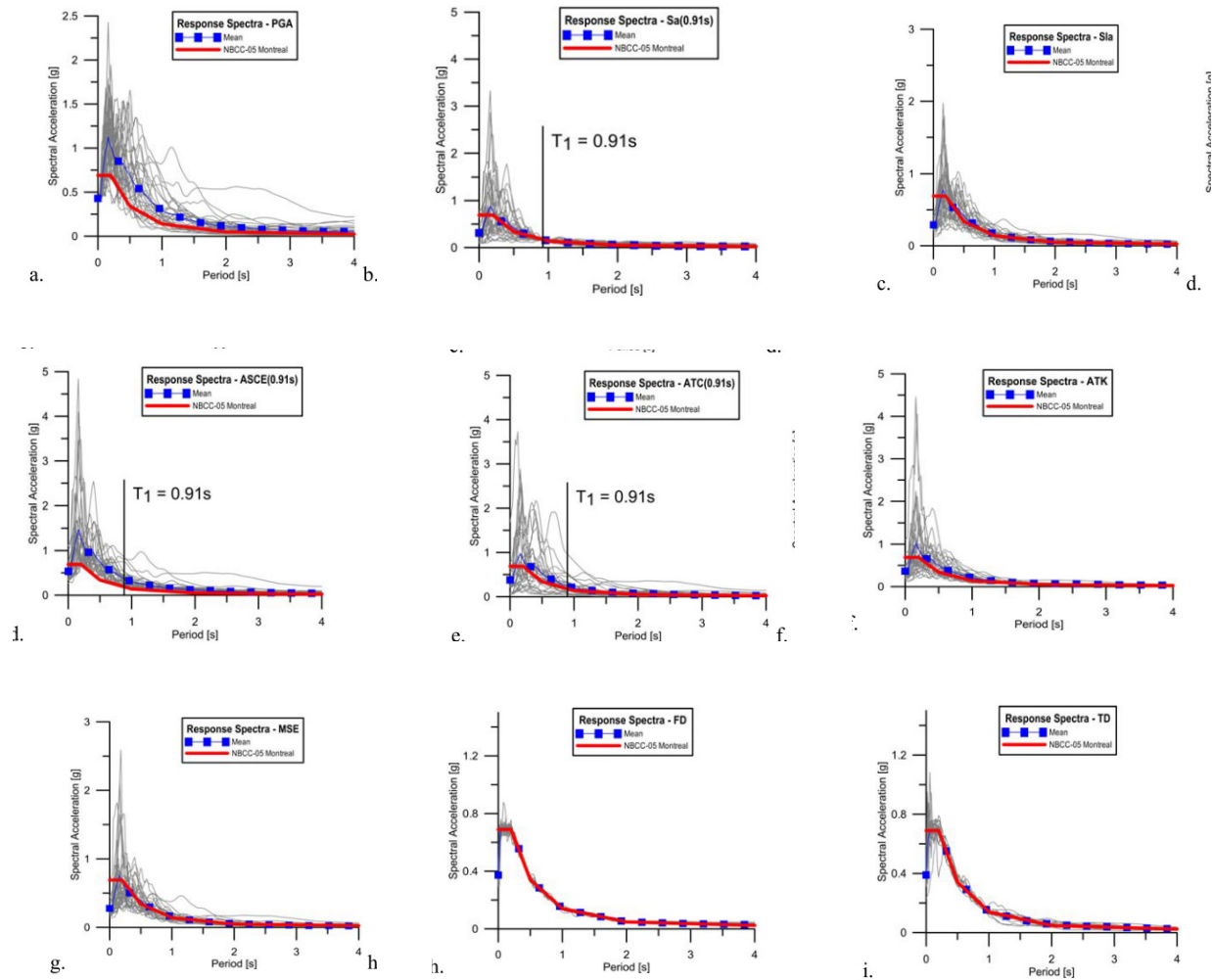


Figure 2-11 Groupe de séismes étalonnés selon différentes méthodes (Michaud & Léger, 2012)

On démontre que ce biais est principalement fonction de la période fondamentale du bâtiment, de la résistance de la structure ainsi que de la sensibilité de la structure aux modes supérieurs. D'un autre côté, Kappos et Kyriakakis (2000) ont démontré que la technique *S1a* génère les résultats les plus constants. Toutefois, la méthode utilisée diffère de celle présentée précédemment par le fait que l'étalonnage est réalisé sur le spectre de pseudo vitesse plutôt que sur le spectre d'accélération. Il recommande d'utiliser une bande de plus ou moins 20% de T (période fondamentale du bâtiment).

Indice de caractérisation des secousses sismiques

Plusieurs indices ont été développés afin de caractériser l'intensité, le contenu fréquentiel et la durée d'enregistrements sismiques. Certains de ces indices sont notamment utilisés comme facteur d'étalonnage. La complexité et le caractère aléatoire des sollicitations sismiques font toutefois en sorte qu'il est difficile d'utiliser une seule valeur pour décrire efficacement leur intensité. Voici quelques indices couramment utilisés.

PGA, PGV et PGD : Ce sont respectivement les accélérations, vitesse et déplacements maximaux tels qu'enregistrés.

PGV/PGA : Cet indice est fréquemment utilisé pour caractériser l'intensité induite par différentes composantes spectrales.

Housner Spectrum Intensity (SI) : Cet indice est défini par l'intégrale du spectre de pseudovélocité entre les périodes $T=0.1s$ et $T=2.5s$ avec un amortissement critique de $x\%$.

Arias Intensity (I_A) : Cet indice considère la dissipation totale d'énergie normalisée par unité de masse. Il est calculé selon :

$$I_A = \frac{\cos^{-1} \xi}{g \sqrt{1 - \xi^2}} \int_0^{t_f} a(t) dt \quad (2.8)$$

L'élaboration de l'indice I_A a mené à la définition de concept de durée significative qui est représenté par la durée entre le moment où l'on obtient 5% de I_A et celui où on en obtient 95%.

Modified Arias Intensity (P_d) : Cet indice est une modification de l'indice I_A qui permet de mieux représenter les caractéristiques fréquentielles de l'enregistrement. Celle-ci est donnée par

$$P_d = I_A / v_0^2 \quad (2.9)$$

First-Mode Spectral Acceleration $Sa(T_1)$: Cet indice représente l'accélération spectrale à la période fondamentale du bâtiment étudié. Bien qu'il fut démontré que, pour les structures dominées par le premier mode de vibration, la dispersion de cet indice est relativement faible, on doit toutefois l'utiliser avec précaution lorsque les structures étudiées sont sensibles aux modes supérieurs de vibration.

Cumulative Absolute Velocity (CAV) : Développé dans un premier temps pour l'étude sismique de centrales nucléaires, l'indice *CAV* présente une forte corrélation avec les dommages physiques subis durant un séisme. Cet indice est donné par :

$$CAV = \int_0^t |a(t)| dt \quad (2.10)$$

Certains chercheurs ont étudié (Ye, Ma, Miao, Guan, & Zhuge, 2011) la corrélation entre différents indices et la réponse structurale (incluant les non-linéarités et l'endommagement) de différents bâtiments afin de déterminer l'efficacité de chaque indice pour prédire les dommages potentiels que peut causer une sollicitation sismique appliquée à un bâtiment. Pour ce faire, les indices furent séparés en trois groupes distincts :

- Groupe « *PGA* » : *PGA*, *I_A*, *P_D*
- Groupe « *PGV* » : *PGV*, *S_I*, *Sa(T₁)*, *CAV*
- Groupe « *PGD* » : *PGD*, *PGV/PGA*,

Dans un premier temps, on démontre que les indices découlant de chaque groupe sont plus efficaces pour couvrir une certaine plage de périodes. Ainsi, le groupe *PGA* aurait une meilleure corrélation dans les courtes périodes, le groupe *PGV* une meilleure corrélation dans les périodes moyennes et longues et le groupe *PGD* serait mieux corrélé dans le domaine des longues périodes. On recommande aussi d'utiliser l'indice *PGV* qui corrèle bien l'intensité des secousses sismiques aux réponses structurales et *Sa(T₁)* sauf si on considère des structures dont la réponse est fortement dictée par les modes de vibration supérieurs. L'indice *PGA*, quant à lui, semble beaucoup moins adéquat pour l'évaluation de l'intensité sismique. Bradley, Dhakal, MacRae et Cubrinovski (2010) ont aussi démontré que l'utilisation de *Sd(T₁)*, soit le déplacement spectral à la période fondamentale du bâtiment, est adéquate pour la prédiction de demande maximale en déplacement. Toutefois, puisque cet indice est un indicateur inadéquat pour l'accélération maximale, il mène à une estimation des dommages plus élevée que les indicateurs basés sur la vitesse.

2.4 Méthodes de combinaisons modales directionnelles

La méthode modale du spectre de réponse est le type d'analyse généralement réalisée dans le cadre de conception parasismique. Beaucoup moins exigeante que la méthode temporelle par intégration numérique, ce type de méthode utilise comme paramètre d'entrée un spectre de réponse. Il s'agit soit d'un spectre issu directement d'un enregistrement sismique, soit un spectre de conception dicté par un code de conception quelconque (e.g. CNBC 2010). La réalisation de ce type d'analyse repose principalement sur le calcul, mode par mode, d'un paramètre structural suivi d'une combinaison des réponses issues de chaque mode par une règle de combinaison modale. Bien entendu, lors de l'utilisation d'un modèle structural 3D les modes décrivent des déplacements qui font intervenir 6 degrés de liberté à chaque nœud (3 DDL en translations et 3 DDL en rotations). La combinaison modale peut alors s'effectuer dans les directions géométriques du système cartésien de modèle (X-Y-Z) ou un autre système d'axe (I, II, Z) défini par l'analyste. Il faut toutefois développer certaines règles qui permettront de combiner adéquatement les réponses de chaque direction considérée dans l'analyse.

La définition d'une excitation spectrale bidirectionnelle commence en général par la définition d'un système d'axes dans lequel les excitations seront appliquées. On peut définir un système d'axes où les deux composantes horizontales sont transformées, par rotation matricielle, afin de donner une paire de composantes orthogonales dont les accélérations a_1 et a_2 sont non corrélées. Ces composantes sont nommées composantes principales. On considère aussi que ces deux composantes restent dans le plan horizontal (le plus souvent X-Y) et qu'il existe une troisième composante verticale (le plus souvent Z), ou quasi verticale (Chopra, 2012).

100%-30% ou 100%-40%

Ces règles utilisent une combinaison de la réponse structurale dans une des directions principales du bâtiment additionnée à une fraction (0.3 ou 0.4) de la réponse structurale dans la direction orthogonale. Clough et Penzien (1993) ont d'ailleurs démontré que la règle de 100% - 30% offre une borne supérieure à la réponse obtenue par la règle de combinaison directionnelle *SRSS* lorsqu'un facteur de 0.85 est utilisé pour diminuer la valeur d'un des spectres. Cette valeur provient d'études sur les données sismiques historiques qui ont démontré que la composante orthogonale à celle étant la plus intense modélisée par les spectres spécifiés par les codes, dont le *UHS*, a une intensité d'environ 15% inférieure. Nie, Morante, Miranda et Braverman (2010) ont

démontré que l'utilisation de la valeur maximale de toutes les permutations possibles d'une même quantité structurale n'est pas nécessaire ($\pm R_x \pm 0.4 \cdot R_y$ et $\pm 0.4 \cdot R_x \pm R_y$), car elle est équivalente à l'utilisation, en valeur absolue, de la valeur maximale additionnée à la valeur minimale multipliée par la fraction choisie ($|R_{\max}| + 0.4 \cdot |R_{\min}|$). Ils ont aussi démontré que la règle 100%-40% est généralement conservatrice par rapport à la règle SRSS (figure 2-12). On y établit aussi une démarche éprouvée pour le calcul de valeurs nécessitant le calcul de plusieurs paramètres de réponses (par exemple le calcul de contrainte de poutre/poteau qui fait intervenir un moment M et une charge axiale N donc une enveloppe de rupture tel que montré à la Figure 2-13). Celle-ci consiste, dans un premier temps, en le calcul des valeurs maximales de chaque paramètre puis la combinaison de ceux-ci.

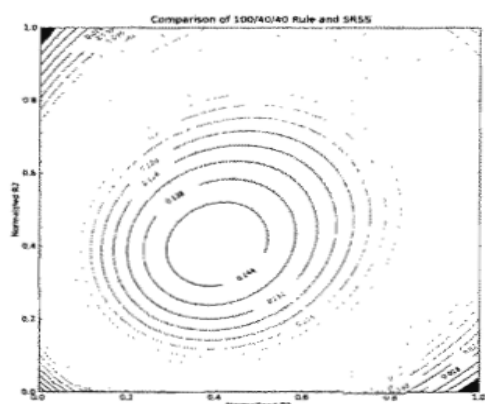


FIGURE 1 COMPARISON OF THE 100/40/40 RULE AND SRSS

Figure 2-12 Comparaison entre la règle 100%-40% et la règle SRSS. La zone ombragée représente la zone où la règle 100%-40% devient non conservatrice (Nie et al., 2010)

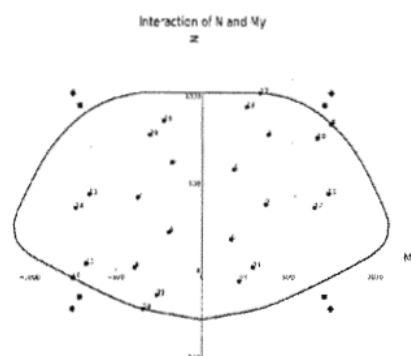


FIGURE 2 ILLUSTRATION OF N AND MY INTERACTION DIAGRAM (POSITIVE N FOR COMPRESSION)

Figure 2-13 Diagramme d'interaction N-M d'un poteau typique. La ligne représente la capacité du poteau, les points la sollicitation pour chaque permutation et les astérisques les valeurs maximales (Nie et al., 2010).

SRSS

Une règle possible pour la combinaison directionnelle des différents modes est de prendre la somme des racines carrées des réponses structurale issue des analyses selon les axes principaux de la structure considérée. (Clough & Penzien, 1993). Bien que très simple à utiliser, cette technique se base sur une hypothèse relativement large. En effet, statistiquement parlant,

l'utilisation de la somme des racines des carrés est recommandée lorsque les deux quantités sont totalement non corrélées. Dans la plupart des cas, les coefficients de corrélation entre les accélérations selon les axes du bâtiment à l'étude sont relativement petits et peuvent être négligés sans biaiser de façon significative les réponses structurales obtenues. Wilson, Edward L., Suharwardy et Habibullah (1995) ont d'ailleurs démontré que la méthode *SRSS* mène à des résultats qui sont structurellement consistants contrairement aux résultats obtenus avec des analyses de type 100%-30% ou 100%-40%. En effet, dans le cas d'une analyse sur un système structural symétrique, les résultats obtenus de la règle 100%-30% ne reflétait pas cette symétrie. De plus, on démontre que, contrairement à ces règles de combinaison modale directionnelle, la méthode *SRSS* produit des résultats qui sont indépendants du système de référence utilisé par l'utilisateur pour définir l'excitation sismique. L'utilisation de méthode de combinaison se basant sur des pourcentages peut ainsi mener à l'obtention de résultats non conservateurs, il est donc recommandé de remplacer celle-ci par la règle *SRSS*.

CQC3

La règle de combinaison modale *CQC3* permet de considérer les effets d'une corrélation inhérente entre les différentes composantes d'un enregistrement sismique. La définition originale de la règle *CQC3* s'appuie sur une hypothèse selon laquelle les deux spectres d'accélération horizontaux sont proportionnels de sorte qu'il existe un facteur γ entre les deux spectres. Menun, Charles et Der Kiureghian (1998) ont donc proposé l'équation de combinaison suivante :

$$R = \left[R_0^2 + \gamma^2 R_{90}^2 - (1 - \gamma^2)(R_0^2 + R_{90}^2) \sin^2 \theta + 2(1 - \gamma^2) R_{0-90} \sin \theta \cos \theta + R_z^2 \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2.11)$$

où R_0 , R_{90} et R_z représentent les réponses pour chaque composante obtenues par combinaison modale et R_{0-90} le terme croisé des contributions des composantes horizontales. Tous ces termes sont définis selon la règle de combinaison modale *CQC* (Wilson, E. L., Der Kiureghian, & Bayo, 1981):

$$R_i^2 = \sum_m \sum_n \rho_{mn} \alpha_{im} \alpha_{in} S_{im} S_{in} \quad (2.12)$$

$$R_{ij} = \sum_m \sum_n \rho_{mn} \alpha_{im} \alpha_{jn} S_{im} S_{jn} \quad (2.13)$$

où i définit les différentes composantes spectrales, et m et n définissent les différents modes de réponses. ρ définit le coefficient de corrélation modale, α le facteur de participation modale associé à une composante et à un mode de vibration et S la valeur spectrale également associée à un mode et à une composante.

Un des avantages majeurs de cette méthode est l'utilisation des valeurs déjà calculées dans le cadre d'une analyse modale combinée selon la règle *CQC*, qui est généralement intégrée aux différentes routines d'analyse structurale. De plus, la dérivation et égalisation à une valeur nulle de l'équation de base de la méthode *CQC3* (2.11) permet d'obtenir une équation pour le calcul direct de l'angle critique pour chaque paramètre structural recherché :

$$\theta_{cr} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2R_{0-90}}{R_0^2 - R_{90}^2} \right] \quad (2.14)$$

Il est intéressant de comparer l'équation (2.14) à l'équation (2.3), on remarque que celles-ci sont en fait identiques. L'étude de l'équation (2.11) permet de démontrer que pour les cas où $\gamma = 1$ (deux spectres de même intensité) et où $\theta = 0$ (les axes critiques correspondent aux axes structuraux) on obtient l'équation de la méthode *SRSS*.

$$R = \sqrt{R_0^2 + R_{90}^2 + R_z^2} \quad (2.15)$$

Considérant que la méthode *CQC3* donne un résultat « exact », on peut donc affirmer que la méthode *SRSS* n'est que valide dans les cas mentionnés précédemment (Menun, Charles & Der Kiureghian, 1998; Wilson, E. L. et al., 1981). Une des hypothèses utilisées dans la définition de la règle *CQC3* est la proportionnalité des deux spectres horizontaux. Or, cette hypothèse n'est pas toujours valable et on peut se demander si l'utilisation de la règle *CQC3* est toujours justifiée dans ce cas. Lopez, Chopra et Hernandez (2004) ont proposé deux approximations de la valeur de γ en fonction de deux spectres non proportionnels :

$$\gamma_{approx1} = \frac{\gamma_{min} + \gamma_{max}}{2} \quad (2.16)$$

$$\gamma_{approx2} = \frac{\gamma(T_x) + \gamma(T_y)}{2} \quad (2.17)$$

Il a d'ailleurs été établi que l'erreur relative sur ces approximations est toujours circonscrite dans l'intervalle $(\gamma_{max} - \gamma_{min})/2$ pour $\gamma_{approx1}$ et $(\gamma_{max} - \gamma_{min})/4$ pour $\gamma_{approx2}$. Des études menées sur trois

différents types de structure (un étage symétrique, un étage non symétrique et un bâtiment multiétagé) et réalisées à partir de précédentes estimations ne présentent pas une erreur supérieure à 5% de la réponse « exacte » obtenue avec deux spectres de formes différentes. De plus, l'utilisation de $\gamma_{approx2}$ est aussi reconnue comme menant à de plus petites erreurs pour les analyses réalisées sur les différents bâtiments.

Lopez et al. (2000) ont examiné l'influence de différents paramètres sur le ratio r_{cr}/r_{srss} où r_{cr} représente la réponse critique évaluée selon la méthode *CQC3* et r_{srss} la réponse évaluée en utilisant les composantes sismiques principales appliquées dans chaque axe structural ensuite combinées selon la méthode *SRSS*. Trois paramètres sont considérés comme ayant un impact majeur sur le ratio r_{cr}/r_{srss} : le ratio des spectres orthogonaux γ , le coefficient de corrélation (α) entre les réponses r_x et r_y et le ratio r_y/r_x (β). Pour toute structure, on peut démontrer que le ratio r_{cr}/r_{srss} est borné entre 1 et $\sqrt{2}$ et que plus la valeur de γ est petite plus la valeur de la borne supérieure a tendance à diminuer. On a aussi démontré que le ratio r_{cr}/r_{srss} est maximisé lorsque $\alpha = \pm 1$ et $\beta = 1$.

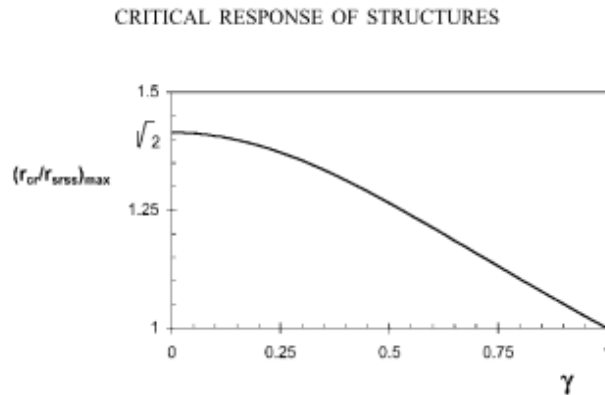


Figure 2-14 Borne supérieure de r_{cr}/r_{srss} en fonction du ratio des deux spectres horizontaux (γ)
(Lopez et al., 2000)

2.5 Provisions de différents codes, lignes directrices et applications

Code National du Bâtiment - Édition 2010 (CNRC, 2010)

L'article 4.1.8.8. de la division B du *CNB 2010* prescrit les règles à utiliser afin de combiner les efforts obtenus par les analyses spectrales réalisées dans le cadre de l'évaluation des sollicitations sismiques. Ainsi, on considère deux cas distincts. Dans le premier cas, le bâtiment est considéré comme régulier et ayant un système de reprise des charges latérales orientées dans un système orthogonal. Dans ce cas, le *CNB* ne requiert que la prise en considération de 100% de la réponse structurale obtenue par deux analyses spectrales indépendantes dans chaque direction orthogonale du bâtiment. Dans le cas d'un bâtiment irrégulier ou ayant un système de reprise des charges latérales non orthogonal, le *CNB* demande encore une fois de réaliser deux analyses spectrales indépendantes, mais cette fois dans un système d'axes orthogonaux quelconque. Dans ce cas-ci par contre, la réponse structurale sera évaluée en considérant 100% de la charge dans une direction additionnée à 30% de la réponse structurale dans la direction orthogonale. Puisque le choix de l'axe d'application des secousses sismiques est laissé à l'utilisateur, le *CNB* ne cherche pas à maximiser la réponse structurale, mais plutôt à en obtenir une approximation de la valeur moyenne.

Au niveau de l'étalonnage d'accélérogrammes, le commentaire *J* du *CNB* spécifie que le spectre des enregistrements utilisés dans le cadre d'analyses temporelles par intégration numérique doit être compatible avec le *UHS* du code et aussi représenter «l'environnement sismotectonique de l'emplacement». Le *CNB* considère qu'un spectre de réponse est compatible si «son spectre de réponse est égal ou supérieur au spectre cible dans toute la plage des périodes considérées». On spécifie aussi qu'il est possible d'utiliser soit des techniques scalaires ou des techniques de modification spectrale afin d'étalonner les différents accélérogrammes. Pour les accélérogrammes historiques, il est possible d'étalonner à la période principale du bâtiment en s'assurant que, pour toute période inférieure, la valeur du spectre de réponse soit égale ou supérieure à la valeur du spectre cible. On préconise aussi de suivre les normes du *NEHRP* quant au nombre d'accélérogrammes à utiliser pour obtenir des résultats représentatifs. Ainsi, on recommande d'utiliser la réponse maximale d'au moins trois accélérogrammes, mais qu'il est plus sain d'en utiliser sept et d'utiliser la valeur moyenne pour obtenir des résultats mieux distribués.

Réseau Canadien pour la Recherche Parasismique – en cours (CSRN, 2012)

Les lignes directrices du *Canadian Seismic Research Network (CSRN)* visent à proposer à l'utilisateur du *CNB2010* un ensemble de règles permettant de sélectionner et étalonner les accélérogrammes afin de réaliser des analyses temporelles. Pour caractériser le comportement bidirectionnel, on recommande d'utiliser des paires d'accélérogrammes, historiques ou simulés, qui représentent les scénarios qui participent le plus à l'aléa sismique du site à l'étude (obtenus à l'aide de la désagrégation au site). Lorsqu'un spectre cible est défini d'après un spectre codifié, chaque paire devrait couvrir soit le spectre sur sa plage totale, soit un segment du spectre de réponse obtenu selon la désagrégation sismique. La plage totale est définie par une borne supérieure (T_{sup}) et une borne inférieure (T_{inf}) définies en fonction de la période de vibration fondamentale du bâtiment étudié (T) :

T_{sup} : Correspond au maximum entre $2*T$ et $1.5s$.

T_{inf} : Correspond à la période du mode permettant d'obtenir 90% de la masse modale effective dans chaque direction orthogonale et ne doit pas être inférieure à $0.2*T$.

Chaque paire devrait être étalonnée avec un seul facteur, et celui-ci devrait faire en sorte que le spectre géométrique moyen (*GMS*) des deux composantes soit étalonné sur le spectre cible. On recommande de ne pas utiliser des méthodes d'étalonnage de type « *Matching* ». La technique d'étalonnage doit faire en sorte, qu'en moyenne, les valeurs d'accélération spectrale des enregistrements soient égales ou supérieures au spectre cible. On doit aussi s'assurer que les valeurs d'accélération du spectre moyen de tous les enregistrements utilisés ne soient pas inférieures à plus de 10% du spectre cible. Quant au nombre d'accélérogrammes, on recommande d'utiliser au moins sept enregistrements et au moins trois enregistrements par plage si on décide d'étalonner les accélérogrammes sur un ensemble de plages couvrant le spectre total.

Eurocode 8 (CEN, 1998)

La 8e édition de l'*Eurocode* définit explicitement l'excitation sismique comme étant deux composantes orthogonales indépendantes qui sont chacune représentées par le même spectre linéaire. Pour la combinaison de la réponse directionnelle modale, on propose deux méthodes différentes pour obtenir la réponse totale. La première consiste en la racine carrée de la somme des carrés (*SRSS*) des réponses obtenues selon des analyses indépendantes dans tous les angles incidents possibles. Pour les structures qui ont des systèmes de résistance aux charges latérales

orthogonales bien définis, il est suffisant de réaliser des études que dans ces directions afin d'obtenir la réponse critique. Comme deuxième technique on peut utiliser la règle 100%-30% tel que prescrit dans le *CNB2010*.

Pour l'utilisation d'accélérogrammes à des fins d'analyses structurales, ceux-ci doivent être utilisés simultanément en trio et peuvent être de nature historique ou artificielle. Toutefois, ces accélérogrammes doivent représenter la réalité sismologique du site à l'étude et être étalonnés sur le spectre élastique codifié. L'*Eurocode* prescrit une technique pour l'étalonnage des accélérogrammes. En premier lieu, on effectue un étalonnage afin que la valeur d'accélération spectrale à $T = 0$ des différentes composantes sismiques soit égale à la valeur d'accélération de pointe de conception (*PGA* dans le *CNB*). Pour les séismes artificiels, on demande d'effectuer un premier étalonnage selon l'accélération de pointe, mais en utilisant la moyenne de la valeur spectrale à $T = 0$ des accélérogrammes utilisés pour chaque direction. On doit ensuite s'assurer qu'aucune valeur spectrale moyenne (calculée sur l'ensemble des accélérogrammes utilisés) sur la plage $0.2T$ à $2T$ (T représente la période fondamentale du bâtiment) ne soit inférieure à 90% des valeurs du spectre élastique de conception. Au niveau de la quantité d'accélérogrammes à utiliser, on recommande d'utiliser soit la valeur maximale obtenue par l'utilisation de trois accélérogrammes ou la valeur moyenne obtenue par l'utilisation de sept enregistrements. On spécifie aussi, pour certains types de structures qui ont des systèmes de reprise des charges latérales bien découplée dans les deux directions principales et qui ne présentent aucune irrégularité en plan, une clause qui permet d'utiliser les résultats obtenus d'analyses réalisées dans les deux directions principales sans aucune combinaison directionnelle.

ASCE 31-03 Seismic Evaluation of Existing Buildings (ASCE, 2003)

La section *Tier 2* du code *ASCE 31-03* permet, pour les bâtiments réguliers, de considérer les forces sismiques comme agissant non concurremment dans chacune des directions orthogonales du bâtiment. Pour les bâtiments irréguliers ou les bâtiments présentant des éléments du SFRS qui s'entrecroisent, on recommande d'utiliser des analyses indépendantes dans un système d'axes orthogonal puis de combiner les réponses selon la méthode 100%-30% ou la méthode *SRSS*. On note que la section *Tier 2* couvre les résultats obtenus selon les analyses statiques équivalentes et les analyses modales du spectre de réponse. Pour les analyses temporelles linéaires et non linéaires, on renvoie l'utilisateur à d'autres normes (*ASCE 7-02*, *FEMA 356*, *ATC-40*, etc.)

FEMA 356 (FEMA, 2000)

Le code *FEMA 365* prescrit que les effets multidirectionnels doivent être considérés comment agissant concurremment si la structure présente certaines irrégularités en plan ou s'il y a présence de poteaux principaux qui font partie intégrante de cadres rigides ou cadres contreventés qui s'intersectent. Dans le cadre de l'utilisation de ces normes, peu importe le type d'analyse utilisée, on effectue des analyses dans deux directions orthogonales (dénnotés X et Y) séparément et on combine ensuite les résultats. Ainsi, pour les analyses linéaires (méthodes statiques équivalentes ou méthode de combinaison modale), on doit combiner 100% des forces et déformations obtenues selon l'analyse réalisée dans la direction X et 30% des forces et déformations obtenues selon l'analyse réalisée dans la direction Y et vice-versa. Pour les analyses de type non linéaires (méthode statique « *push-over* » et méthodes par intégrations linéaires) on recommande la combinaison 100%-30% pour les forces et de ne considérer indépendamment que les résultats dans chaque direction pour déterminer les déplacements et déformations (aucune combinaison).

Pour l'étalonnage des accélérographes, on recommande, dans un premier temps, de calculer le spectre correspondant à la racine carrée de la somme des carrés des deux spectres horizontaux (dénommés spectre *SRSS*). On prend ensuite la moyenne sur l'ensemble des enregistrements choisis des spectres *SRSS*. On trouve finalement un facteur d'étalonnage qui fait en sorte que le spectre moyen *SRSS* n'ait aucune valeur en deçà de 1.4 fois le spectre élastique de conception sur une plage de $0.2T$ à $1.5T$ (T étant la période de vibration fondamentale du bâtiment). On recommande aussi d'utiliser soit la valeur maximale des résultats obtenus de trois enregistrements ou soit la valeur moyenne obtenue par sept enregistrements. Sur ces enregistrements, au moins trois doivent provenir d'événements sismiques distincts. On permet aussi, dans le contexte d'analyses temporelles non linéaires, d'utiliser, simultanément dans l'analyse, les différentes composantes sismiques alignées avec les axes principaux du bâtiment.

ASCE 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings (ASCE, 2006)

Les clauses pour la considération des effets sismiques multidirectionnels des normes *ASCE 41-06* sont pratiquement les mêmes que celles prescrites par le code *FEMA 356*. La seule différence réside dans la valeur de 1.4 des normes *FEMA 356* qui est remplacée par une valeur de 1.3.

ASCE 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures - Draft for 2015(ASCE, 2010)

Pour tenir compte de la nature bidirectionnelle horizontale de l'excitation sismique, la norme *ASCE 7-10* nécessite, pour les bâtiments réguliers, la réalisation d'une étude indépendante dans chaque direction orthogonale du bâtiment sans aucune combinaison directionnelle. Pour les bâtiments des autres catégories où les éléments qui sont partie intégrante de différents SRFS qui s'entrecroisent, on préconise l'utilisation de la règle de combinaison 100%-30%. Si des analyses de type temporel sont utilisées, on peut aussi réaliser les analyses en considérant simultanément les deux composantes horizontales de l'enregistrement sismique.

Au niveau de la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes, la norme *ASCE 7-10* recommande d'utiliser les valeurs moyennes obtenues selon des analyses réalisées avec 11 paires d'accélérogrammes. L'utilisation d'accélérogrammes historiques ou simulés est permise tant que ceux-ci représentent adéquatement le régime tectonique du site à l'étude. Les enregistrements sismiques utilisés doivent être étalonnés sur une plage de périodes avec une borne supérieure correspondant à deux fois la période fondamentale de vibration de la structure et une borne inférieure permettant de capturer 90% de la masse modale effective dans chaque direction horizontale orthogonale. Le spectre maximal directionnel de chaque paire d'enregistrements doit être construit et un facteur unique doit être appliqué à chaque paire de sorte que la moyenne de tous les spectres maximaux directionnels soit étalonnée, en moyenne, sur le spectre cible. De plus, on doit s'assurer que sur la plage de périodes préalablement établie, la moyenne de tous les spectres maximaux directionnels ne soit jamais inférieure à 90% du spectre cible. Les techniques de type « *matching* » sont prohibées, mais peuvent être utilisées si le spectre cible est multiplié par 1.1. On applique chaque paire d'enregistrements dans un seul système d'axes orienté arbitrairement.

Council on Tall Buildings and Urban Habitat (CTBUH) (CTBUH, 2008)

Le guide de conception sismique *CTBUH* propose deux techniques pour combiner les effets directionnels. Dans le premier cas, on permet d'utiliser la règle du 100% - 30% tel que spécifié précédemment avec les résultats réalisés dans tous les axes des SRFS du bâtiment à l'étude. Dans un deuxième cas, on propose d'utiliser des analyses qui utilisent une combinaison des spectres maximaux et minimaux appliqués dans tous les axes principaux du bâtiment. Ces spectres maximaux et minimaux sont générés en utilisant certains facteurs, fournis par le *United States Geological Survey (USGS)*, qui permettent de passer d'un spectre calculé selon la moyenne géométrique de deux composantes (*GMS*) aux spectres maximaux et minimaux. Ces valeurs sont tirées des études menées par (Huang et al., 2008).

Pour l'étalonnage, le *CTBUH* propose trois techniques différentes pour l'étalonnage des paires horizontales d'accélérogrammes. Pour chacune des méthodes, on doit s'assurer que les enregistrements sont fidèles à la désagrégation sismique pour la période fondamentale du bâtiment étudié.

- On peut étalonner chaque composante sur le spectre maximal sur la plage 0 s. à $1.5 T_1$ (T_1 étant la période fondamentale du bâtiment). On doit s'assurer, en utilisant des techniques dans le domaine du temps que l'enregistrement initial modifié entre dans l'intervalle [+10% , -5%] du spectre cible.
- On peut d'étalonner chaque composante, dans le domaine du temps, afin qu'elles tombent dans l'intervalle [+10% , -10%] des spectres maximaux et minimaux aux périodes correspondant à tous les modes de vibration translationnels utilisés dans l'analyse. On procédera ensuite à une série d'analyses où ces accélérogrammes seront orientés selon les axes principaux du bâtiment ainsi qu'une seconde série d'analyses où ils subiront une rotation de 90° dans le plan horizontal.
- Finalement, on peut aussi utiliser la définition du *Conditional Mean Spectra* afin d'étalonner les accélérogrammes. On développe donc, pour chaque enregistrement utilisé, trois *CMS* conditionnés sur des périodes différentes. Chacun de ces *CMS* est ensuite transformé en *CMSmax* et *CMSmin* grâce au facteur du *USGS*. Finalement, chaque paire est étalonnée de façon à ce qu'une composante soit étalonnée sur le spectre maximal et l'autre sur le spectre minimal.

Pour les trois types d'analyse, on demande de prendre la valeur maximale de trois enregistrements différents.

Design Procedures for Seismic Qualification of CANDU Nuclear Power Plants (CSA, 2003)

Les normes CSA pour la conception parasismique de centrales nucléaires présentent certaines clauses régissant la sélection et l'étalonnage d'accélérogrammes à des fins d'analyses temporelles. Dans un premier temps, on assume que les spectres de réponses des deux accélérogrammes, historiques ou simulés, horizontaux sont égaux. On demande ensuite que ceux-ci soient étalonnés de façon à ce que moins de 6% des points du spectre de réponse tombent en deçà du spectre cible et ce, jamais à plus de 10% sous le spectre de réponse. On laisse l'utilisateur choisir entre une technique de type « *scaling* » ou « *matching* » pour effectuer l'étalonnage.

2.6 Modélisation des bâtiments pour analyses sismiques tridimensionnelles

L'équation typique pour le calcul des contraintes dans une section d'un élément structural repose sur l'évaluation de trois quantités structurales : la force axiale P et les moments selon les deux axes transversaux de la section M_x et M_y .

$$\sigma = \frac{P}{A} + \frac{M_y z}{I_y} + \frac{M_x y}{I_x} \quad (2.18)$$

Ces trois paramètres peuvent être obtenus par le biais de combinaisons modales directionnelles. Wilson, Edward L. et Button (1982) ont d'ailleurs démontré, dans une étude portant sur un bâtiment de trois étages, que l'utilisation d'analyses modale pour le calcul des contraintes maximales peut être biaisée par la méthode de calcul utilisé. Ainsi, ils ont démontré qu'une surestimation allant jusqu'à 23% peut se produire lorsqu'on évalue indépendamment les valeurs maximales, pour chaque angle d'incidence possible, de P , M_z et M_y et que ces valeurs maximales sont ensuite utilisées directement dans l'équation (2.18). Cette surestimation découle du fait que les valeurs maximales ne sont pas toutes issues du même angle d'incidence. Similairement, l'utilisation de la méthode *SRSS* avec deux analyses dans chacune des directions orthogonales du bâtiment pour le calcul des valeurs de P , M_z et M_y suivi d'une utilisation dans l'équation (2.18) mène à une surestimation pouvant aller jusqu'à 33% de la valeur réelle.

Un outil fréquemment utilisé dans l'analyse structurale est le Cercle de Mohr, Menun, Charles (2003) a proposé une procédure permettant de générer, à partir d'analyses modales, une enveloppe pour le cercle de Mohr. Celle-ci prend en considération l'incertitude inhérente à la

modélisation de secousses sismiques qui évoluent dans le temps. Menun, C. et Kiureghian (2000) ont d'ailleurs démontré qu'il est possible de superposer la réponse statique et la réponse issue de la sollicitation sismique afin de générer une enveloppe elliptique qui permet de déterminer les contraintes normales et de cisaillement pour un angle de sollicitation donné. Ainsi, tel que montré sur la figure 2-15, on peut générer une enveloppe (E_{mohr}) pour toutes les enveloppes elliptiques (E_ϕ) issues de différents angles d'applications. Suite à une analyse comparative entre la méthode proposée du cercle de Mohr et l'utilisation d'analyses temporelles pour déterminer les contraintes principales dans différents éléments d'un barrage, Menun, Charles (2003) a déterminé que la procédure proposée pouvait induire une erreur pouvant aller jusqu'à 10% par rapport aux résultats d'analyses temporelles.

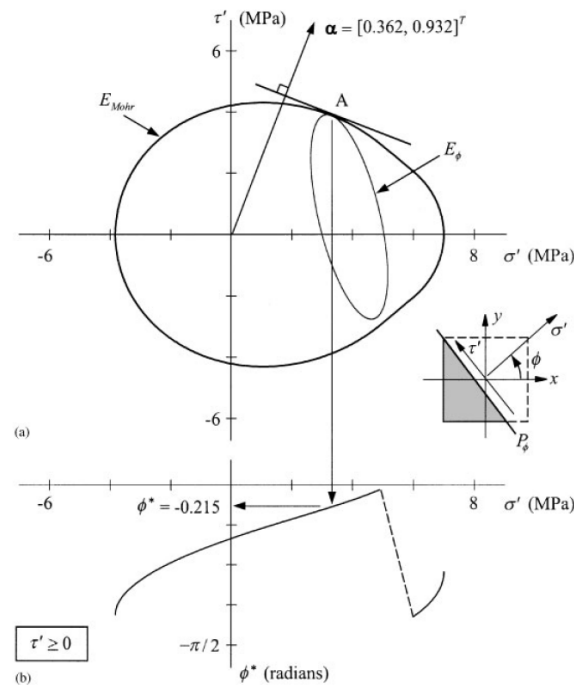


Figure 2-15 Enveloppe pour E_{mohr} , a) relation entre E_{mohr} et l'enveloppe elliptique E_ϕ pour $\phi = -0.215$ rads et b) valeur critique de ϕ (Menun, 2003)

Comportement non linéaire

Lee et Hong (2010) ont étudié l'importance de la modélisation de systèmes non linéaires bidirectionnels avec différentes règles d'interaction comparativement à des systèmes

unidirectionnels. Leur étude portant sur un système à deux degrés de liberté utilise le modèle *Bouc-Wen* comme règle d'hystérésis, appliqué dans chacune des directions orthogonales de la structure. Différentes règles d'interaction sont aussi considérées dans ce travail; leur utilisation se traduit par l'emploi du paramètre n dans l'équation du déplacement hystérétique. Tel que montré à la figure 2-17, ce paramètre permet de modifier la forme des surfaces de plastification afin d'obtenir différents degrés d'interaction.

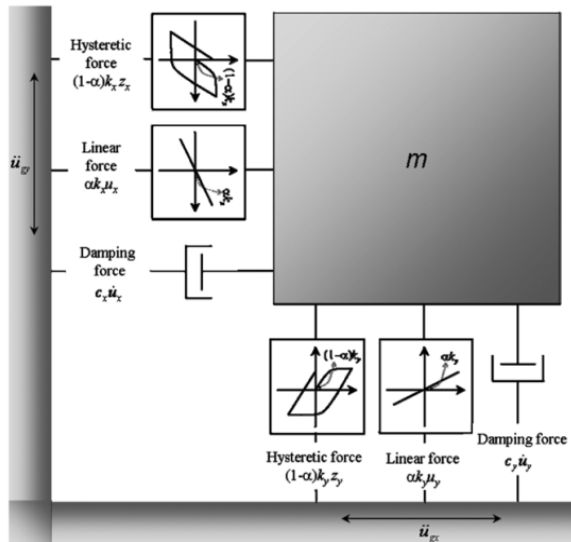


Figure 2-16 Système hystérétique bidirectionnel à un DDL (Lee & Hong, 2010).

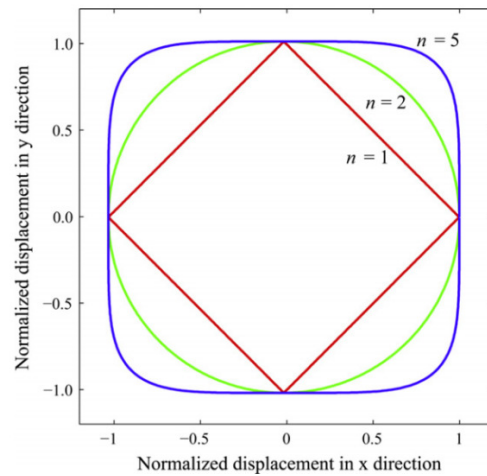


Figure 2-17 Diagrammes d'interaction de la plastification pour différentes valeurs de n (Lee & Hong, 2010).

Ainsi, plus la valeur de n est élevée, plus l'interaction entre les forces de plastification dans les directions orthogonales diminue. Pour l'analyse de poteaux, un facteur se situant entre un et deux est généralement utilisé. Afin d'obtenir une valeur de déplacement de pointe normalisé (μ_b), on propose d'utiliser l'approximation :

$$\mu_b = \left(\mu_{x,\max}^n + \mu_{y,\max}^n \right)^{1/n} \quad (2.19)$$

où $\mu_{x,\max}$ et $\mu_{y,\max}$ représentent les déplacements de pointe normalisés calculés indépendamment dans les axes x et y respectivement. L'étude paramétrique réalisée sur une banque de 381 enregistrements sismiques a permis de démontrer que l'évaluation de la demande en ductilité selon une règle unidirectionnelle mène à une sous-estimation de la vraie demande en ductilité qui

est évaluée selon une règle bidirectionnelle. Toutefois, si les forces de plastification normalisée dans les deux axes orthogonaux sont différentes, l'utilisation de la demande en ductilité dans la direction la plus faible est similaire à celle obtenue d'analyses bidirectionnelles. On a aussi démontré que l'approximation utilisée dans l'équation (2.19) est adéquate et devrait être utilisée, car elle utilise des valeurs qui sont beaucoup plus faciles à obtenir. Finalement, on a aussi démontré, pour $n=2$, qu'on peut utiliser la somme des valeurs d'énergie hystérétique dissipée normalisée obtenues indépendamment dans chacune des directions pour approximer la valeur d'énergie hystérétique dissipée normalisée bilinéaire. Pour des valeurs différentes de n , on propose d'utiliser des facteurs empiriques issus de l'interpolation dans les résultats obtenus par l'analyse paramétrique.

CHAPITRE 3 CARACTÉRISATION DES SECOUSSES SISMQUES

3.1 Introduction

L'analyse structurale de bâtiments nécessite une sélection rigoureuse de l'excitation sismique afin de représenter adéquatement les conditions sismotectoniques du site à l'étude. Lors d'analyses simplifiées, telles la méthode statique équivalente et la méthode modale du spectre de réponse, cette représentation se résume à l'utilisation d'un spectre de réponse correctement défini pour le niveau de risque désiré. Toutefois, lors d'analyses requérant des enregistrements sismiques (accélérogrammes), le processus est plus ardu. Dans un premier temps, les scénarios magnitude (M) - distance (R) contribuant le plus au risque sismique doivent être déterminés afin de guider le choix des enregistrements sismiques. Dans un second temps, les secousses sismiques choisies à partir de banques de données doivent être étalonnées sur un spectre cible afin de se conformer aux exigences légales du Code National du bâtiment (CNRC, 2010). Cet étalonnage nécessite l'utilisation d'une méthode adéquate afin d'assurer la compatibilité entre le spectre de l'accélérogramme et le spectre cible. Dans le cas d'analyses considérant deux composantes sismiques, on doit aussi choisir une représentation spectrale bidirectionnelle appropriée qui servira à l'étalonnage des accélérogrammes.

3.2 Spectre Cible

Le spectre cible a été développé en utilisant les recommandations du *CSRN* (CSRN, 2012) - voir annexe 4 - qui permettent de mieux préciser, pour les périodes très courtes ($T = 0s$ à $T = 0.2s$), le *UHS* (spectre de risque uniforme) du *CNB 2010* (CNRC, 2010). Celui-ci permet d'obtenir un spectre d'accélération présentant une probabilité de dépassement égale à chaque période. L'édition 2010 du CNB préconise ainsi l'utilisation d'une probabilité de dépassement de 2% dans 50 ans. Pour définir le spectre de risque uniforme (*UHS*), le *CNB 2010* dicte la valeur d'accélération spectrale (pour un site particulier) à certaines périodes et stipule que pour, toute autre valeur, on utilise une interpolation linéaire. Les règles pour établir le spectre *UHS* font intervenir, en plus des valeurs d'accélération spectrale définies pour chaque ville dans l'annexe C du *CNB 2010*, les facteurs de sol F_a et F_v . Dans notre cas, puisque les analyses sont réalisées à des fins comparatives, nous supposerons la présence d'un sol de type C, ce qui implique :

$$\begin{aligned} F_a &= 1 \\ F_v &= 1 \end{aligned} \quad (3.1)$$

Les analyses étant réalisées pour la ville de Montréal, le site choisi dans l'annexe C est l'Hôtel de Ville de Montréal. Les valeurs obtenues pour le spectre du *CNB 2010*, quant à elles, sont indiquées au Tableau 3-1:

Tableau 3-1 Définition du spectre cible

Période (s)	Valeurs S_a - annexe C (g)	Définition	Valeur Spectrale Finale (g)
0		$F_a S_a(0.2)$	0.64
0.2	0.64	$F_a S_a(0.2)$	0.64
0.5	0.31	Minimum de $F_v S_a(0.5)$ et $F_a S_a(0.2)$	0.31
1.0	0.14	$F_v S_a(1.0)$	0.14
2.0	0.048	$F_v S_a(2.0)$	0.048
4.0		$F_v S_a(2.0)/2$	0.024

Les recommandations du CSRN, permettent de mieux caractériser les périodes courtes en ajoutant une certaine quantité de points dans l'intervalle de période de 0s à 0.1s. La principale modification induite par ces recommandations est de ramener le spectre à la valeur de l'accélération de pointe du sol (PGA) à $T = 0$ s. (Tableau 3-2). Les valeurs d'accélération de pointe du sol, tout comme les valeurs d'accélération spectrale, sont données dans l'annexe C du CNB.

Tableau 3-2 Recommandations du CSRN pour la définition du spectre cible.

Période (s)	Définition	Valeur Finale
0	PGA du site	0.33
0.01	PGA du site	0.33
0.05	$F_a S_a(0.1)$ ou $F_a S_a(0.05)$ si disponible	0.64
0.1	$F_a S_a(0.1)$	0.64

L'utilisation combinée du CNB 2010 et des lignes directrices du CSRN permet d'obtenir le spectre cible de la Figure 3-1 qui sera utilisé pour la suite des analyses.

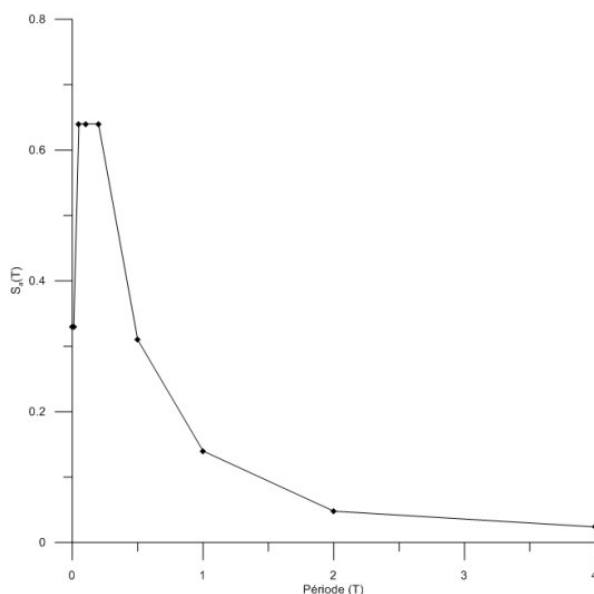


Figure 3-1 Spectre Cible selon CNB 2010
incluant les recommandations du CSRN

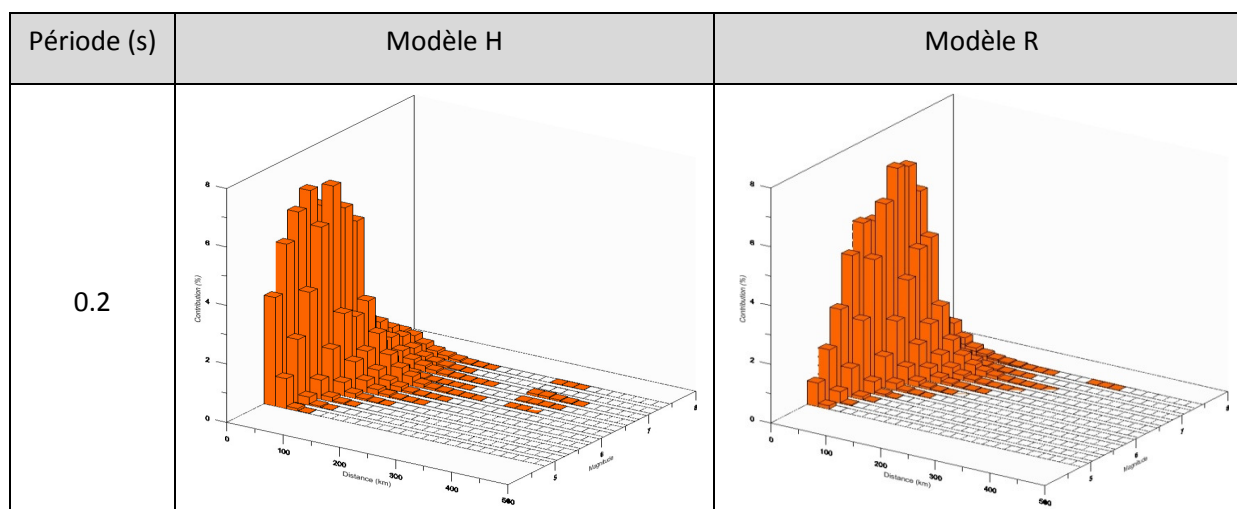
3.3 Analyse des scénarios sismiques

La première étape réalisée dans le cadre de la caractérisation bidirectionnelle des efforts sismiques consiste en l'établissement des scénarios sismiques magnitude-distance (M-R). Ceux-ci seront utilisés comme fondement pour la sélection des enregistrements sismiques. L'utilisation de données de désagréations sismiques pour la ville de Montréal nous permettra ainsi d'obtenir des paires M-R représentant différentes plages de périodes du spectre cible. Les données de désagréations ont été obtenues par l'entremise du *Canadian Hazard Information Service* qui est un sous-groupe de la *Commission Géologique du Canada*. Afin d'assurer la compatibilité avec le spectre cible, l'emplacement sélectionné pour la désagréation correspond aussi à l'Hôtel de Ville de Montréal. La probabilité de dépassement choisie pour la désagréation correspond à celle utilisée pour définir le UHS, soit 2% dans 50 ans, ce qui correspond à une probabilité annuelle de dépassement de 0.000404.

Plusieurs modèles ont été développés par la *Commission Géologique du Canada* pour l'évaluation du risque sismique sur l'ensemble de la superficie du Canada. Dans le contexte de l'Est canadien, trois modèles probabilistes différents ont été développés. Le premier modèle, dénommé *H*, se base sur de relativement petites superficies sources localisées dans des zones

présentant un historique sismique significatif. Le second modèle, dénommé *R*, est basé sur des zones de sismicité régionale beaucoup plus étendues. Le dernier modèle, dénommé *F*, représente quant à lui la zone de sismicité basse du centre du Canada aussi connue sous le nom *Stable Canada*. Les données de désagrégation issues de ce dernier modèle ne seront pas utilisées, car la région à l'étude (Montréal) est reconnue comme faisant partie intégrante de la zone de sismicité élevée de l'est du Canada. Un exemple des données de désagrégation pour une période de 0.2s est présenté au Tableau 3-3. Pour les autres périodes, les données sont présentées à l'annexe 1.

Tableau 3-3 Données de désagrégation pour le site Hôtel de Ville de Montréal tirées des deux modèles H et R pour une période de 0.2s



L'analyse des données de désagrégation nous permet de tirer certaines conclusions quant aux scénarios dictant les conditions sismotectoniques de la région de Montréal. Dans un premier temps, on remarque que les deux modèles *R* et *H* sont consistants, car les scénarios sismiques issus des deux modèles sont semblables. En effet, bien que le modèle H génère des données plus étalées, les deux modèles produisent une réponse majoritairement dictée par les mêmes paires M-R pour chacune des périodes considérées. Tel que montrés au Tableau 3-4, deux scénarios différents représentent les périodes courtes et longues.

Tableau 3-4 Scénario dominant pour chaque désagrégation considérée

Période – T (s)	Modèle H	Modèle R
0.2	Magnitude : 5.5 à 6.5 Distance : 0 à 50 km	Magnitude : 5.5 à 6.5 Distance : 0 à 50 km
0.5	Magnitude : 6.5 à 7.5 Distance : 0 à 50 km	Magnitude : 6.0 à 7.0 Distance : 0 à 75 km
1.0	Magnitude : 6.5 à 7.5 Distance : 0 à 75 km	Magnitude : 6.5 à 7.5 Distance : 0 à 75 km
2.0	Magnitude : 6.5 à 7.5 Distance : 0 à 100 km	Magnitude : 6.5 à 7.5 Distance : 0 à 100 km

On remarque que les périodes plus courtes (0.2 s. et 0.5 s.) sont représentées par des séismes d'une magnitude autour de 6.0 et d'une distance entre 0 et 50 km. D'un autre côté, les périodes plus longues sont, quant à elles, représentées par des séismes de magnitudes plus élevées à une plus grande distance. Les magnitudes dominantes se situent autour de 7.0 alors que les distances semblent fluctuer entre les valeurs de 0 à 100 km. Ces conclusions sont en accord avec les études menées par Koboevic et al. (2011) qui suggèrent les mêmes paires M-R pour la Ville de Montréal. Ces deux paires M-R serviront donc de premier critère pour la sélection des enregistrements sismiques.

3.4 Sélection

Sélection des événements historiques

Puisque la disponibilité d'enregistrements sismiques de grandes amplitudes est plutôt limitée dans l'est du Canada, les critères de sélection pour le choix d'enregistrements historiques furent relâchés afin de permettre l'obtention d'un nombre suffisant d'enregistrements. Ainsi, la sélection n'a pas été réalisée selon la magnitude et la distance des enregistrements, mais plutôt selon le ratio v_{max}/a_{max} qui permet d'obtenir un plus grand bassin pour la sélection. En effet, plusieurs études démontrent que les séismes de la Côte Est sont caractérisés par un ratio v_{max}/a_{max} inférieur à 0.83 (1.2^{-1}) (Naumoski N. et al. 1988). Un second critère fut établi afin de s'assurer que les

enregistrements soient caractéristiques de fortes secousses sismiques. Ainsi, une magnitude minimale de 5.0 fut utilisée comme second critère en combinaison avec le ratio v_{\max}/a_{\max} . Les enregistrements sélectionnés ainsi que leurs caractéristiques principales sont répertorié dans le Tableau 3-5.

Tableau 3-5 Magnitude, distance et ratio v_{\max}/a_{\max} (pour les deux composantes) des séismes historiques utilisés

Événement	Station	Magnitude (moment)	Distance (km)	v_{\max}/a_{\max}	
				Dir. 1	Dir. 2
Saguenay	Chicoutimi-Nord (16)#	5.9	43.2	0.016	0.020
Helena, Montana	Carrol College	6.0	8.0	0.051	0.099
Saguenay	La Malbaie (8)#	5.9	93.0	0.038	0.023
Lytle Creek	Wrightwood #290	5.4	15.0	0.064	0.053
Miramichi	Loggie Lodge (S3)#	5.0	4.1	0.008	0.013
Nahanni	Battlement Creek	6.1	10.0	0.018	0.035
Orville	Seismograph Station	5.7	13.0	0.041	0.040
Parkfield	Cholame Shandon #5	6.2	9.6	0.057	0.060
Parkfield	Tremblor 2	5.6	7.0	0.031	0.028
San Fernando	Lake Hughes st. 4	6.4	4.0	0.015	0.028
San Fernando	Pacoima Dam	6.4	4.0	0.047	0.024
San Francisco	Golden Gate Park	5.3	11.0	0.042	0.042
San Francisco	State Bldg.	5.3	17.0	0.051	0.074
Val-des-Bois	MO001	5.0	157.2	1.284	1.384
Val-des-Bois	OT002	5.0	47.3	0.047	0.128
Val-des-Bois	OT006	5.0	53.6	0.112	0.137
Val-des-Bois	OT008	5.0	62.2	0.053	0.050
Val-des-Bois	OT012	5.0	58.7	0.095	0.124

On constate que l'enregistrement de la station MO001 lors du séisme de Val-des-Bois présente un ratio v_{\max}/a_{\max} plus élevé que 0.83. Toutefois, puisque qu'on sait que ce séisme s'est effectivement produit dans l'Est, il a été décidé de l'inclure. De plus, cet enregistrement est issu d'un sismographe localisé à Montréal, ce qui le rend d'autant plus intéressant pour l'étude.

Sélection de secousses sismiques simulées

Afin de sélectionner les accélérographes simulés, la banque de séismes d'Atkinson *eastacc* (Atkinson, 2009a) est utilisée comme base de données. L'utilisation de cette banque est justifiée par le fait qu'elle est construite pour représenter des séismes de l'est du Canada qui sont compatibles avec le UHS du Code National du Bâtiment. Ces séismes sont générés selon une combinaison des composantes horizontales utilisant le spectre moyen géométrique (*GMS*) des deux spectres horizontaux. Les séismes sont classés selon 3 caractéristiques : La magnitude (6 ou 7), la distance (rapproché ou éloigné) et le type de sol (A, C, D, E). Afin d'être conforme avec les conclusions tirées précédemment des données de désagrégation, deux banques de séismes seront utilisées :

- Séismes de magnitude 6.0 à des distances rapprochées ($R < 30\text{km}$) sur un sol de type C
- Séismes de magnitude 7.0 à des distances plus éloignées ($R > 30\text{km}$) sur un sol de type C

Pour chacune de ces banques de données, on construit 7 paires d'enregistrements sismiques en sélectionnant au hasard les enregistrements sismiques parmi les 45 enregistrements disponibles pour chaque banque de données concernée. Le nombre de paires choisies pour chaque scénario a été établi en se basant sur les recommandations du CSRN, qui préconisent d'utiliser au moins 3 pour chaque scénario et minimalement 7 au total. On s'assurera aussi que le ratio d'une composante horizontale par rapport à la seconde est dans un intervalle qui sera défini ultérieurement.

Ratio des composantes horizontales

Afin d'évaluer l'intensité relative des deux composantes d'une paire d'enregistrements, 6 différents indices de dommages furent utilisés:

Peak Ground Acceleration (PGA): Bien que son utilisation ne soit pas recommandée pour la prédiction de dommages ou de déplacements de pointes, il est inclus dans l'étude puisque les indices ne servent qu'à des fins de comparaison entre deux enregistrements issus d'un même événement sismique.

v_{\max}/a_{\max} : Dans un premier temps, cet indice a été inclus afin de s'assurer que les séismes sélectionnés présentent des caractéristiques des séismes de l'est du Canada. De plus, il est souvent

cité dans la littérature comme un indice idéal pour caractériser l'intensité de différentes composantes d'un même séisme.

Arias Intensity (I_A) : L'utilisation de cet indice permet d'obtenir une indication robuste de l'intensité dans le domaine des périodes courtes, ce qui peut être très avantageux pour caractériser la réponse aux modes supérieurs de vibrations.

Cumulative Absolute Velocity (CAV) : Cet indice nous permettra d'obtenir une bonne représentation de l'intensité sismique dans le domaine des vitesses. L'évaluation dans ce domaine est recommandée pour l'étude des bâtiments, car la période de vibration fondamentale de ceux-ci s'y retrouve en général.

Acceleration Spectrum Intensity (ASI) : Cet indice représente l'aire sous le spectre d'accélération (amortissement de 5%) entre 0.1 et 0.5 s. Il permet d'avoir un second indice dans la plage des périodes courtes.

Velocity Spectrum Intensity (VSI) : Cet indice représente l'aire sous le spectre de vitesse (amortissement de 5%) entre 0.1 et 2.5 s. Il permet d'avoir un second indice dans la plage des vitesses.

Ainsi, pour chacune des composantes des paires d'enregistrements sismiques historiques, la valeur de ces six indices ainsi que le ratio des indices d'une composante par rapport à la seconde ont été calculés. Les résultats sont présentés dans le Tableau 3-6 et le Tableau 3-7.

Tableau 3-6 Ratios moyens entre les composantes horizontales pour
les séismes historiques étudiés

Événement	Station	Ratio moyen (pour les 6 indices)
Saguenay	Chicoutimi-Nord (16)#	0.735
Helena, Montana	Carrol College	0.681
Saguenay	La Malbaie (8)#	0.440
Lytle Creek	Wrightwood #290	0.988
Miramichi	Loggie Lodge (S3)#	0.519
Nahanni	Battlement Creek	0.882
Orville	Seismograph Station	0.995
Parkfield	Cholame Shandon #5	0.861
Parkfield	Tremblor 2	0.816
San Fernando	Lake Hughes st. 4	0.932
San Fernando	Pacoima Dam	0.751
San Francisco	Golden Gate Park	0.765
San Francisco	State Bldg.	0.817
Val-des-Bois	MO001	0.854
Val-des-Bois	OT002	0.968
Val-des-Bois	OT006	0.715
Val-des-Bois	OT008	0.739
Val-des-Bois	OT012	0.936

Tableau 3-7 Statistiques des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé
pour les séismes historiques

	PGA	v_{\max}/a_{\max}	Arias	CAV	ASI	VSI
Max	0.99	1.00	0.90	0.98	1.00	0.98
Min	0.47	0.37	0.36	0.70	0.34	0.30
Moy	0.81	0.74	0.73	0.88	0.77	0.68
D.Std	0.15	0.20	0.15	0.08	0.18	0.22
Moy + 1 D.Std	0.65 - 0.96	0.54 - 0.93	0.58 - 0.88	0.81 - 0.96	0.59 - 0.95	0.46 - 0.9

L'étude des ratios horizontaux nous permet de déterminer que les ratios, pour la plupart des indices utilisés, se situent en général autour d'une valeur de 0.8. Cette valeur est en accord avec les valeurs proposées dans la littérature qui se situent généralement entre 0.8 et 0.85. De plus, l'étude des écarts types nous permet de voir, qu'en général, l'intervalle correspondant à la moyenne plus ou moins une déviation standard est conscrit entre 0.6 et 0.95. On remarque aussi que l'indice *CAV* permet d'obtenir des résultats beaucoup moins dispersés que les autres indices. Toutefois, sa valeur moyenne est plus élevée que les autres indices, ce qui pourrait laisser croire que l'intensité issue de ces indices serait une bonne évaluation de la borne supérieure du ratio d'intensité des composantes horizontales. On remarque aussi que les indices v_{max}/a_{max} et *VSI* présentent une plus grande dispersion et qu'il serait donc probablement moins efficace pour la prédiction du ratio des composantes horizontales.

Au niveau du ratio des composantes horizontales des séismes simulés, la première étape consiste à calculer, pour chaque permutation possible de composantes, le ratio d'intensité des composantes horizontales. Ces calculs sont réalisés pour les deux scénarios établis selon les données de désagrégation. Les résultats sont présentés au Tableau 3-8 et au Tableau 3-9

Tableau 3-8 Statistiques des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé pour les séismes simulés de magnitude 6 à de courtes distances

	PGA	v_{max}/a_{max}	Arias	CAV	ASI	VSI
Max	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Min	0.34	0.44	0.14	0.36	0.34	0.34
Moy	0.76	0.78	0.67	0.78	0.77	0.76
D.Std	0.15	0.14	0.20	0.15	0.15	0.15
Moy + 1 D.Std	0.62 - 0.91	0.65 - 0.92	0.47 - 0.88	0.63 - 0.93	0.62 - 0.92	0.62 - 0.91

Tableau 3-9 Statistiques des ratios des composantes horizontales en fonction de l'indice utilisé pour les séismes simulés de magnitude 7 à de longues distances

	PGA	v_{\max}/a_{\max}	Arias	CAV	ASI	VSI
Max	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00	1.00
Min	0.34	0.37	0.20	0.46	0.39	0.40
Moy	0.76	0.80	0.67	0.81	0.81	0.79
D.Std	0.16	0.13	0.22	0.13	0.14	0.14
Moy + 1 D.Std	0.6 - 0.92	0.67 - 0.93	0.45 - 0.89	0.68 - 0.94	0.67 - 0.96	0.65 - 0.94

Les ratios moyens d'intensité des composantes horizontales pour les séismes simulés semblent aussi être près de 0.8. Au niveau des intervalles moyens plus ou moins un écart type, les résultats sont encore semblables aux résultats obtenus à partir de séismes historiques. En effet, on remarque encore une fois que les ratios se situent entre 0.6 et 0.95. Dans ce cas-ci toutefois, l'indice Arias semble présenter une dispersion plus élevée que les autres indices. De plus, la moyenne obtenue selon cet indice semble aussi être légèrement inférieure à celle obtenue à partir des autres indices. En général, les résultats obtenus des séismes simulés semblent présenter une dispersion moins élevée que les résultats issus des enregistrements sismiques.

Ainsi, au niveau de la création des paires d'enregistrements simulés, on s'assurera que les paires sélectionnées présentent un ratio d'intensité entre les deux composantes horizontales se situant entre 0.6 et 0.95. La valeur utilisée pour les paires créées est la valeur moyenne des ratios issus des 6 différents indices. On s'assure aussi qu'aucun indice n'est significativement à l'extérieur de l'intervalle. Suivant ces restrictions, on obtient les paires d'enregistrements simulés présentés au Tableau 3-10 et au Tableau 3-11.

Tableau 3-10 Paires d'enregistrements simulés de magnitude 6 utilisées pour les analyses et valeurs des ratios des composantes horizontales

	# enr.		PGA	v_{\max}/a_{\max}	Arias	CAV	ASI	VSI	Moyenne
M6sim. - 1	12	13	0.71	0.87	0.45	0.72	0.50	0.84	0.68
M6sim. - 2	14	29	0.79	0.83	0.46	0.56	0.63	0.61	0.65
M6sim. - 3	3	27	0.53	0.59	0.66	0.92	0.62	0.75	0.68
M6sim. - 4	3	19	0.79	0.86	0.76	1.00	0.80	0.72	0.82
M6sim. - 5	36	17	0.83	0.92	0.54	0.78	0.65	0.79	0.75
M6sim. - 6	40	3	0.52	0.94	0.54	0.96	0.57	0.54	0.68
M6sim. - 7	17	24	0.86	0.98	0.62	0.72	0.86	0.98	0.84

Tableau 3-11 Paires d'enregistrements simulés de magnitude 7 utilisées pour les analyses et valeurs des ratios des composantes horizontales

	# enr.		PGA	v_{\max}/a_{\max}	Arias	CAV	ASI	VSI	Moyenne
M7sim. - 1	12	13	0.58	0.80	0.43	0.71	0.60	0.67	0.63
M7sim. - 2	14	29	0.96	0.85	0.61	0.75	0.80	0.96	0.82
M7sim. - 3	3	27	0.88	1.00	0.61	0.73	0.72	0.72	0.78
M7sim. - 4	3	19	0.84	0.70	0.67	0.81	0.81	0.68	0.75
M7sim. - 5	36	17	1.00	0.89	0.84	0.85	0.93	0.87	0.89
M7sim. - 6	40	3	0.83	0.97	0.60	0.78	0.75	0.62	0.76
M7sim. - 7	17	24	0.86	0.73	0.67	0.79	0.86	0.86	0.79

3.5 Étalonnage

Définitions spectrales

La présente étude utilisera trois définitions spectrales afin de caractériser la bidirectionnalité des enregistrements sismiques utilisés : les spectres originaux, le spectre moyen géométrique (GMS) et les spectres rotationnels maximaux (*MaxRot*).

Spectres originaux : Ces spectres ont été créés en appliquant aux enregistrements originaux la méthode d'intégration linéaire par morceau. Les spectres ont été construits pour un amortissement de 5% sur une plage de 0 s. à 4 s. avec un pas de période de 0.01s. Afin de valider la routine *MATLAB* utilisée pour générer les spectres des deux composantes, les spectres élastiques du séisme de Helena furent aussi générés avec le logiciel commercial *Bispec*. La comparaison entre les deux méthodes est présentée à la Figure 3-2.

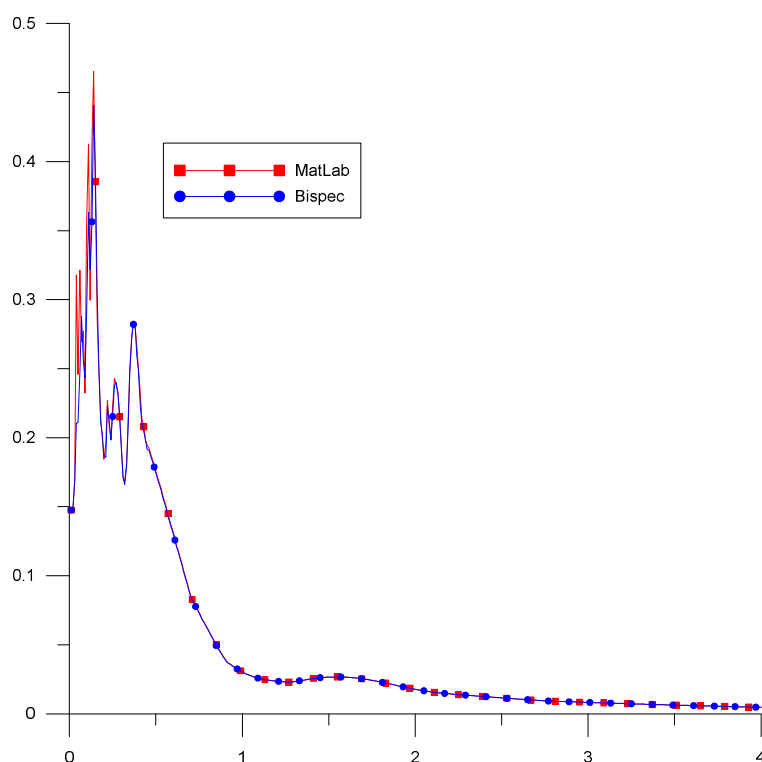


Figure 3-2 Comparaison entre le spectre élastique généré par la routine *MATLAB* et celui généré par un logiciel commercial (*Bispec*) pour une des composantes du séisme de Helena (1935)

On remarque que les deux spectres sont quasi identiques, ce qui nous permet de conclure que notre routine met efficacement en application la méthode *d'intégration par morceaux* afin de générer les spectres élastiques d'un séisme.

Spectre GMS : Ce spectre correspond au *Geometric Mean Spectra* soit le spectre construit en calculant, période par période, la moyenne géométrique des deux spectres originaux. Le calcul de la moyenne géométrique s'effectue selon :

$$Sa(T)_{gms} = \sqrt{Sa(T)_1 \cdot Sa(T)_2} \quad (3.2)$$

On obtient ainsi le spectre présenté à la Figure 3-3

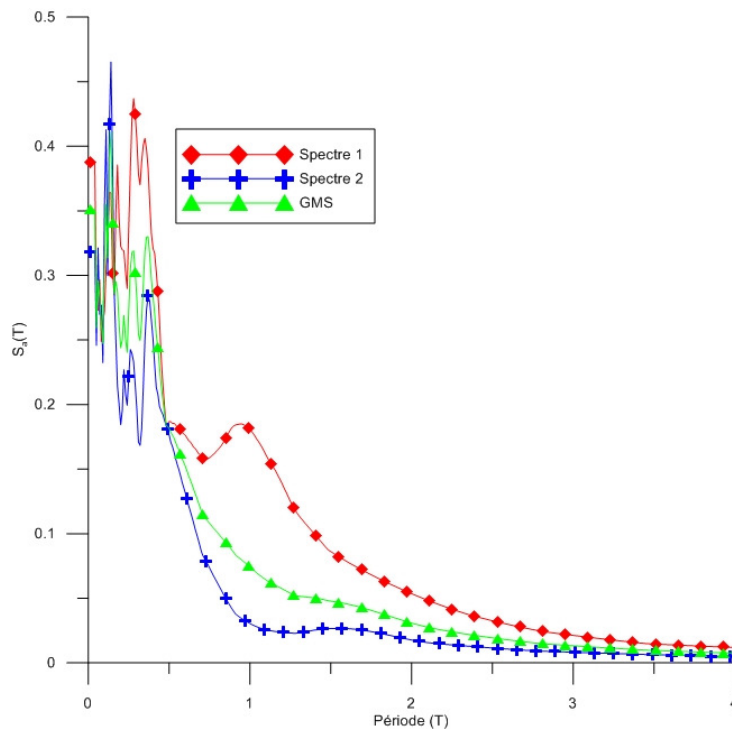


Figure 3-3 Spectres GMS et enregistrements originaux
pour le séisme d'Helena (1935)

Spectres *MaxRot* : Le dernier spectre construit correspond au *Maximum Rotated Spectra* soit le spectre correspondant au déplacement maximal d'un oscillateur bidirectionnel. En plus du spectre *MaxRot*, on construit aussi le spectre correspondant à la valeur spectrale perpendiculaire

au spectre *MaxRot*, dénoté dans la présente étude *MaxRotP*. Pour construire ces derniers spectres, on suit la procédure suivante:

Pour chaque période, on définit un oscillateur avec la même période de vibration dans chacune des directions horizontales orthogonales.

On applique la méthode d'intégration par morceaux dans chacune des directions puis, pour chaque pas de temps, on calcule le déplacement total et l'angle correspondant selon :

$$\begin{aligned} d_{total} &= \sqrt{d_1^2 + d_2^2} \\ \theta &= \tan^{-1}\left(\frac{d_2}{d_1}\right) \end{aligned} \quad (3.3)$$

On obtient donc, pour chaque période, un diagramme de déplacements tel que montré à la Figure 3-4.

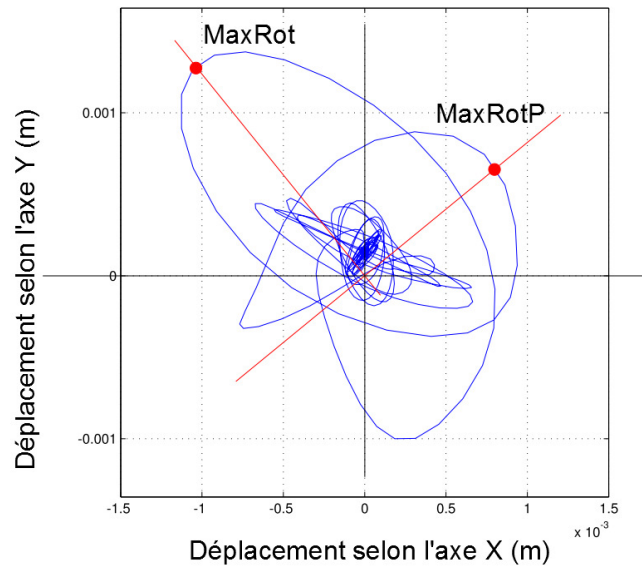


Figure 3-4 Déplacement bidirectionnel d'un oscillateur à un degré de liberté avec les points correspondants au *MaxRot* et *MaxRotP* pour une période de 1.5 s

Cette figure nous permet donc de trouver la valeur maximale de déplacement ainsi que la valeur maximale perpendiculaire. On génère ensuite la valeur de pseudoaccélération pour chacune de ces valeurs maximales. Cette paire de valeurs correspondra aux valeurs du *MaxRot* et

du *MaxRotP* pour une période donnée. L'assemblage des paires pour chaque période nous permet ainsi d'obtenir les spectres *MaxRot* et du *MaxRotP*. Afin de valider la routine *MATLAB* utilisée pour générer les spectres *MaxRot*, le spectre du séisme d'Helena fut généré avec le logiciel commercial Bispec. La comparaison entre les deux méthodes est présentée à la Figure 3-5.

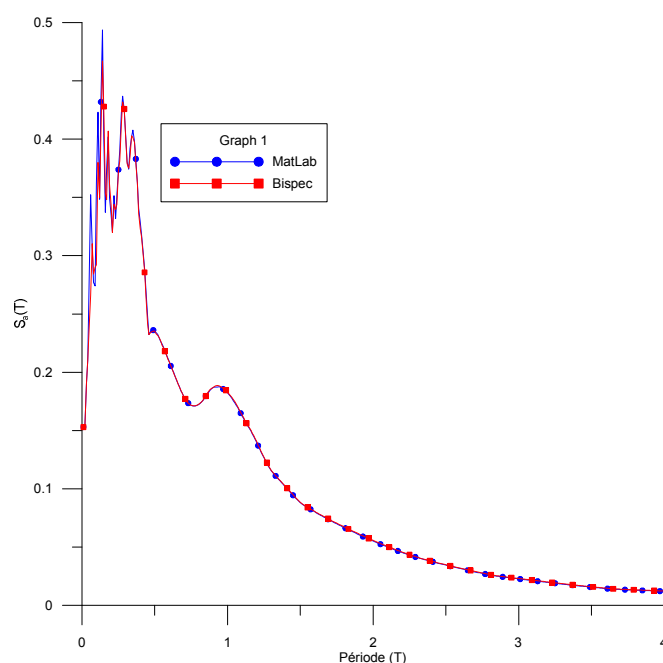


Figure 3-5 Comparaison entre le spectre *MaxRot* généré par la routine *MATLAB* et celui généré par un logiciel commercial (*Bispec*) pour la station Helena (1935)

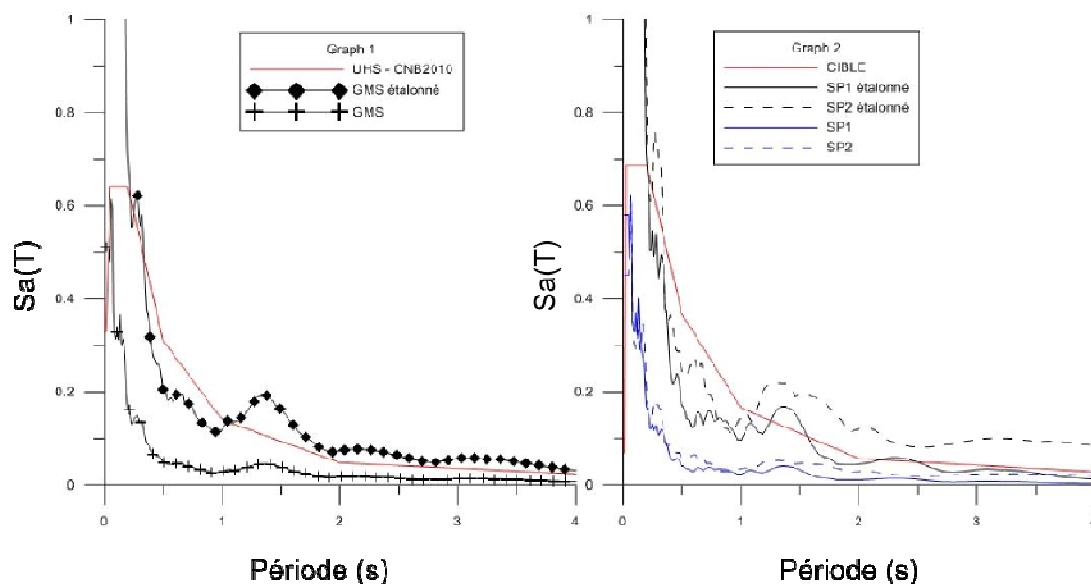
On remarque que les deux spectres sont pratiquement identiques ce qui nous permet de valider la routine *MATLAB*. De plus, il est important de noter que le spectre *MaxRotP* ne correspond pas à un spectre minimal, mais plutôt à un spectre permettant de caractériser l'intensité de la composante perpendiculaire sans tenir compte du biais induit par l'angle d'enregistrement de l'appareil utilisé.

Méthodes d'étalonnage bidirectionnel

Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature afin d'étalonner les séismes selon deux composantes horizontales. Dans le cas de cette étude, cinq méthodes ont été établies de façon préliminaire. Pour chacun des cas, on présente ci-dessous une description de la méthode ainsi que deux figures présentant respectivement les spectres utilisés pour l'étalonnage et les

spectres des enregistrements étalonnés. Chacune des figures présente l'étalonnage du séisme de *Nahanni* avec la méthode d'étalonnage *Sia* sur la plage 0.72 à 2.16 secondes. L'influence des méthodes d'étalonnage sera discutée ultérieurement.

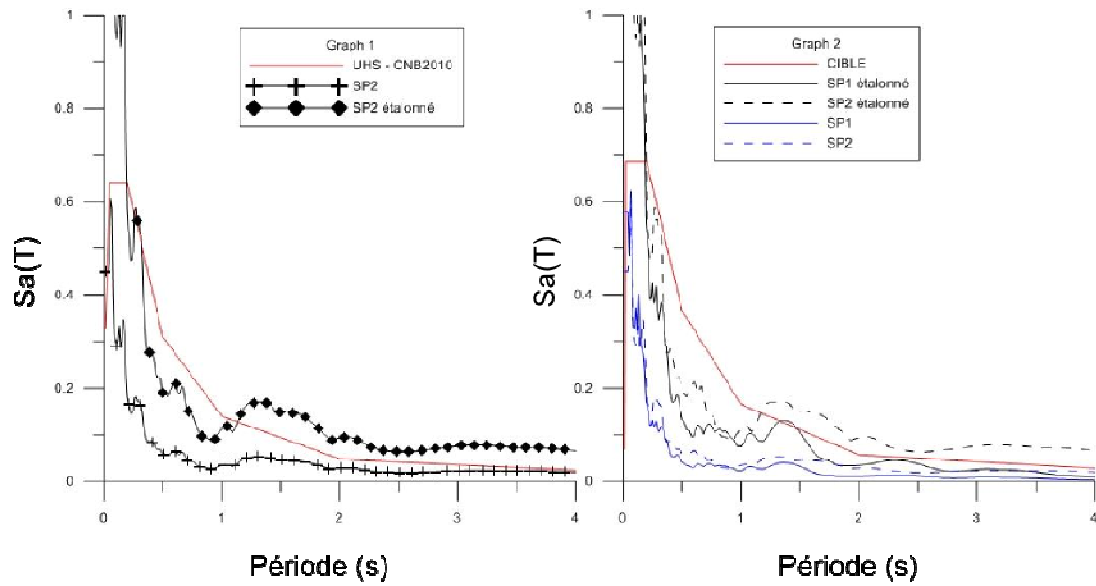
Technique 1 : Cette méthode consiste en l'étalonnage sur le spectre cible du spectre *GMS*. Le facteur d'étalonnage trouvé est ensuite appliqué à chacun des deux enregistrements originaux. Cette méthode est celle présentement recommandée par le *CSRN*.



Facteur d'étalonnage : 4.18

Figure 3-6 Technique 1 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)

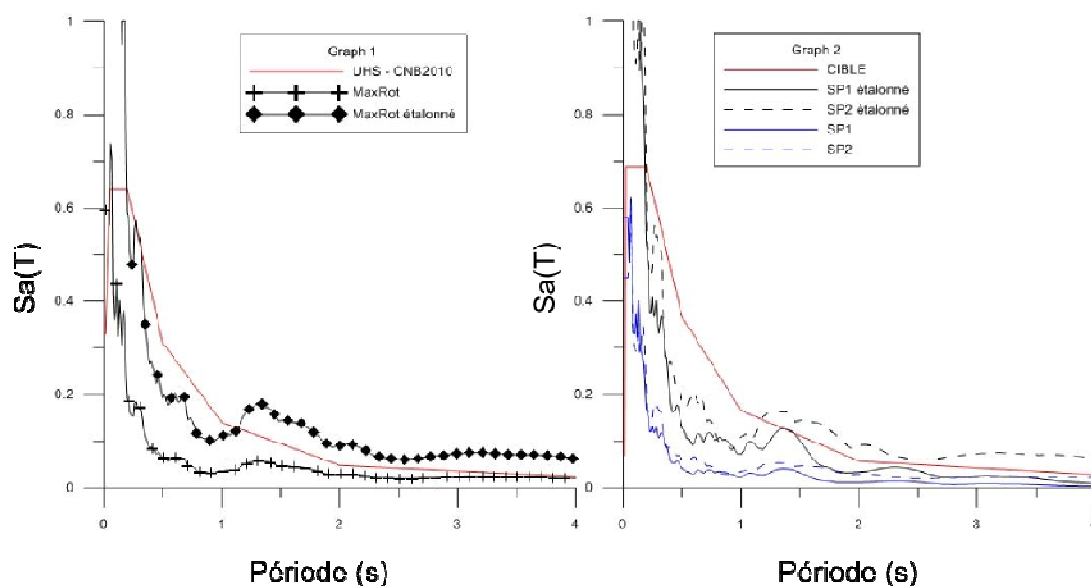
Technique 2 : Cette méthode consiste en l'étalonnage du spectre le plus élevé des deux composantes horizontales originales sur le spectre cible. Le facteur d'étalonnage trouvé est ensuite appliqué à chacun des deux enregistrements originaux.



Facteur d'étalonnage : 3.25

Figure 3-7 Technique 2 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)

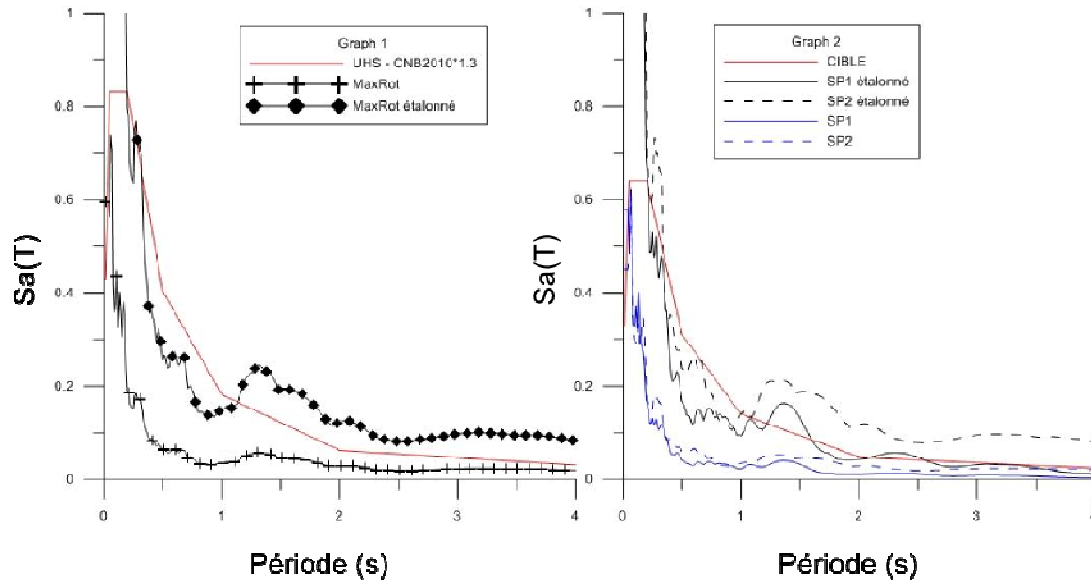
Technique 3 : Cette méthode consiste en l'étalonnage sur le spectre cible du spectre *MaxRot*. Le facteur d'étalonnage trouvé est ensuite appliqué à chacun des deux enregistrements originaux.



Facteur d'étalonnage : 3.11

Figure 3-8 Technique 3 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)

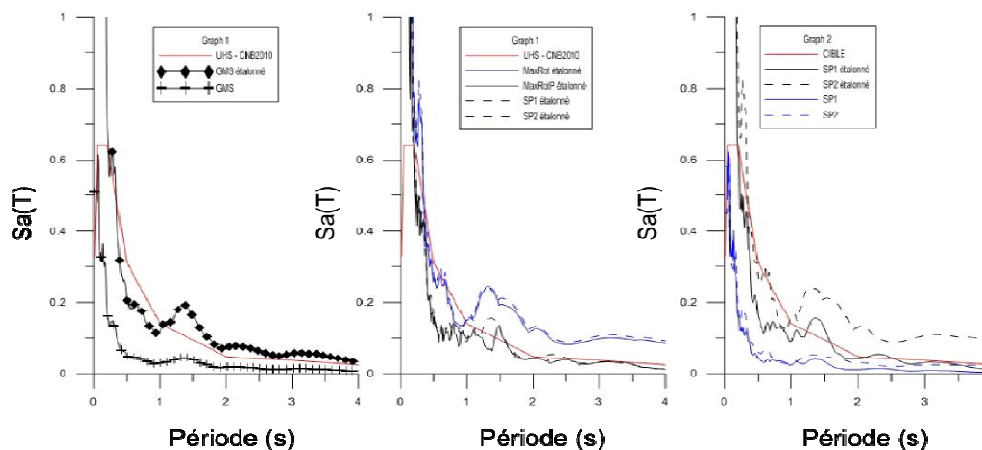
Technique 4 : Cette méthode consiste en l'étalonnage du spectre *MaxRot* sur le spectre cible augmenté d'un facteur de transformation. L'utilisation de ce facteur de transformation, proposée par Huang et al. (2008), permet en fait de passer d'une définition basée sur le spectre *GMS* (ce qui est le cas du spectre de *CNB*) vers la définition d'un spectre maximal (*MaxRot*). Puisque les études de Huang portent sur les séismes de l'Ouest américain, les valeurs de transformation n'ont pas été utilisées directement. Toutefois Beyer et al. (2006) ont proposé des facteurs pouvant s'appliquer à l'Est canadien en appliquant la même méthodologie. Les facteurs à utiliser sont dépendants de la période de vibration. Pour les présentes analyses, un facteur de 1.3 a été utilisé. Ce facteur correspond à la valeur proposé par Beyer, et Bommer (2006) pour la période fondamentale des bâtiments étudiés



Facteur d'étalonnage : 4.04

Figure 3-9 Technique 4 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les deux figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)

Méthode 5 : Cette méthode consiste en deux étapes d'étalonnage. Dans un premier temps, le spectre *GMS* est étalonné sur le spectre cible. On obtient ainsi un premier facteur d'étalonnage qui est identique à celui obtenu dans la méthode 1. Dans un deuxième temps, on calcule deux facteurs β et $1/\beta$ qui seront respectivement appliqués au spectre de l'enregistrement original maximal et au spectre de l'enregistrement original minimal. Ce facteur β est défini comme étant la valeur qui permet de réduire l'écart entre la paire de spectres issus des enregistrements initiaux étalonnés au *GMS* et la paire de spectres issus de la définition du *maximum rotational spectra* (*MaxRot* et *MaxRotP*). L'utilisation de deux facteurs d'étalonnage inverses permet de conserver le spectre *GMS* après la deuxième étape d'étalonnage.



Facteur d'étalonnage : 4.53 et 3.84 ($\beta = 1.09$)

Figure 3-10 Technique 5 pour l'étalonnage bidirectionnel. Les trois figures représentent les spectres utilisés pour l'obtention du facteur d'étalonnage pour chacune des deux étapes et les spectres des enregistrements (originaux et étalonnés)

Suite à l'étude des différentes méthodes utilisées, seules, trois d'entre elles seront retenues pour les analyses structurales. Les deux méthodes éliminées, les méthodes deux et trois, présentaient un spectre moyen qui, une fois étalonné, était beaucoup plus faible que le spectre cible. Ceci est expliqué par le fait que ces méthodes se basent sur une définition spectrale maximale de l'excitation sismique (maximum des deux spectres originaux ou *MaxRot*) pour réaliser l'étalonnage. Ainsi, le spectre minimal se retrouvera toujours en deçà du spectre cible, et donc que la valeur du *GMS* des deux spectres étalonnés se retrouvera elle aussi en deçà du spectre cible. Il est aussi intéressant de noter que deux des trois méthodes d'étalonnage ne font entrer en compte qu'un seul facteur d'étalonnage, alors qu'une seule méthode en fait entrer deux. Plusieurs chercheurs préconisent d'ailleurs de n'utiliser qu'un seul facteur pour l'étalonnage afin de garder le plus possible les caractéristiques originales du séisme.

Techniques d'étalonnage

Plusieurs techniques différentes ont été proposées dans la littérature afin de permettre l'étalonnage d'un spectre issu d'un enregistrement sismique quelconque sur un spectre cible. Dans le cas de la présente étude, quatre techniques différentes ainsi que l'effet de leur utilisation sur la caractérisation bidirectionnelle seront étudiés. Les quatre méthodes utilisées sont celles

recommandées par Michaud (Michaud & Léger, 2012) dans le cadre de son étude sur les différentes techniques d'étalonnage. Ainsi, les techniques $Sa(T)$, Sla , MSE, et ATK seront étudiées.

Afin d'étudier l'effet de la technique d'étalonnage sur la représentation spectrale bidirectionnelle d'un séisme, les facteurs d'étalonnage pour chacune des quatre techniques sont évalués pour les méthodes 1, 2 et 3 de représentation spectrale bidirectionnelle. Ensuite, pour chacune des trois représentations spectrales bidirectionnelles, la méthode Sla a été sélectionnée arbitrairement comme méthode de référence, et le ratio de chaque technique par rapport à la méthode Sla est calculé. Finalement, la différence, pour une même technique d'étalonnage, entre les valeurs issues des trois représentations spectrales bidirectionnelles est comparée afin d'évaluer le biais que la technique d'étalonnage peut induire sur la représentation spectrale bidirectionnelle. Les principaux résultats sont présentés au Tableau 3-12.

Tableau 3-12 Différence maximale (pour les 3 méthodes d'étalonnage) pour chaque technique utilisée.

	Sa(T)	Sia	ATK	MSE
Chicoutimi	22.4%	0.0%	4.2%	6.8%
Helena	4.1%	0.0%	3.3%	20.0%
LaMalbaie	3.8%	0.0%	7.3%	13.3%
LytleCreek	3.6%	0.0%	1.6%	8.0%
M6a30TRIO1	15.5%	0.0%	5.4%	16.3%
M6a30TRIO2	13.3%	0.0%	3.9%	11.4%
M6a30TRIO3	19.3%	0.0%	8.5%	1.8%
M6a30TRIO4	7.9%	0.0%	2.0%	5.6%
M6a30TRIO5	1.9%	0.0%	1.8%	14.6%
M6a30TRIO6	8.3%	0.0%	3.3%	1.7%
M6a30TRIO7	9.0%	0.0%	10.7%	21.2%
M7a100TRIO1	2.5%	0.0%	6.1%	3.9%
M7a100TRIO2	9.5%	0.0%	7.8%	9.6%
M7a100TRIO3	6.1%	0.0%	0.7%	3.0%
M7a100TRIO4	1.1%	0.0%	4.4%	20.5%
M7a100TRIO5	4.1%	0.0%	8.7%	23.0%
M7a100TRIO6	2.3%	0.0%	13.5%	38.0%
M7a100TRIO7	12.3%	0.0%	6.9%	13.4%
Miramichi	15.2%	0.0%	6.2%	13.4%
Nahanni	4.1%	0.0%	1.0%	6.1%
Orville	4.5%	0.0%	1.9%	5.5%
Parkfield	16.2%	0.0%	15.8%	14.6%
Pfield-trm2	1.9%	0.0%	4.8%	6.0%
SFern-LHuges	10.5%	0.0%	2.1%	2.9%
SFern-Pdam	16.9%	0.0%	10.5%	2.3%
SFran-GgateP	6.6%	0.0%	0.9%	3.2%
SFran-stbl	2.0%	0.0%	7.1%	15.2%
VDB-MO001	6.1%	0.0%	0.3%	4.4%
VDB-OT002	7.1%	0.0%	0.9%	18.8%
VDB-OT006	7.3%	0.0%	3.1%	6.2%
VDB-OT008	17.9%	0.0%	4.1%	2.6%
VDB-OT012	8.5%	0.0%	0.6%	4.9%
Moyenne	8.5%	0.0%	5.0%	10.6%

L'étude des différences entre les différentes méthodes d'analyse nous permet de conclure que le type de technique d'étalonnage n'induit qu'un léger biais. En effet, le biais maximal par rapport à

la méthode *Sla* est généralement inférieur à 15%. De plus, on remarque que la méthode MSE présente un plus grand biais que les autres méthodes. Les ratios moyens qui se situent tous en deçà de 11% nous permettent aussi de conclure qu'il serait possible de n'utiliser qu'une seule technique et d'obtenir des résultats qui sont cohérents. Ainsi, pour le reste de l'étude, seule la méthode *Sla* sera utilisée. Son choix est fondé sur la simplicité de mise en application de la méthode ainsi que son approbation globale dans la littérature.

3.6 Corrélation entre les deux composantes horizontales

Pour chacune des paires d'enregistrements utilisées (les 18 historiques et les 14 simulés), la corrélation entre les deux composantes a été calculée selon :

$$r = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^n \left(\frac{x_i - \bar{x}}{s_x} \right) \left(\frac{y_i - \bar{y}}{s_y} \right) \quad (3.4)$$

où n est le nombre d'éléments des vecteurs d'accélération

x_i et y_i sont les valeurs d'accélération pour chacune des composantes horizontales

\bar{x} et \bar{y} sont les valeurs d'accélération moyenne sur l'ensemble de chacun des vecteurs d'accélération

s_x et s_y sont les déviations standards sur l'ensemble de chacun des vecteurs d'accélération

Les valeurs de corrélation sont présentées au Tableau 3-13.

Tableau 3-13 Coefficients de corrélation entre chacune des composantes horizontales pour la banque de signaux sismiques (historiques et simulés) utilisée.

Séismes historiques		Séismes simulés	
Séisme	Coefficient de corrélation	Séisme	Coefficient de corrélation
Chicoutimi	0.016	M6a30TRIO1	0.036
Helena	0.012	M6a30TRIO2	0.033
LaMalbaie	0.040	M6a30TRIO3	0.012
LytleCreek	0.021	M6a30TRIO4	0.090
Miramichi	0.030	M6a30TRIO5	0.023
Nahanni	0.019	M6a30TRIO6	0.025
Orville	0.011	M6a30TRIO7	0.084
Parkfield	0.069	M7a100TRIO1	0.084
Pfield-trm2	0.145	M7a100TRIO2	0.095
SFern-LHuges	0.110	M7a100TRIO3	0.080
SFern-Pdam	0.336	M7a100TRIO4	0.028
SFran-GgateP	0.001	M7a100TRIO5	0.023
SFran-stbl	0.021	M7a100TRIO6	0.006
VDB-MO001	0.026	M7a100TRIO7	0.027
VDB-OT002	0.023	Séismes modifiés	
VDB-OT006	0.027	Pfield-trm2_mod	0.002
VDB-OT008	0.026	SFern-LHuges_mod	0.003
VDB-OT012	0.024	SFern-Pdam_mod	0.005

Note : les coefficients de corrélation ont été calculés sur la durée totale des enregistrements. Des calculs réalisés sur la durée de secousses intenses ont démontrés que les coefficients de corrélation augmentaient significativement si on considère cette plage.

On remarque, en analysant les coefficients de corrélation des différents séismes choisis, que la grande majorité des séismes sont très faiblement corrélés. En effet, seul 6 des 32 séismes présentent un coefficient supérieur à 5% et seulement 3 un coefficient supérieur à 10%. Si on se fie aux recommandations de Beyer et al. (2007) qui stipule qu'une paire d'enregistrements ne doit pas avoir un coefficient supérieur à 30%, seul l'enregistrement de la station Pacioma Dam lors du séisme de San Fernando, ne répond pas à ce critère. Ainsi, pour la suite des analyses, 3 séismes

supplémentaires seront utilisés pour analyser l'influence de la corrélation entre les composantes horizontales. Ces trois séismes seront en fait des enregistrements modifiés issus des enregistrements du site Pacioma Dam lors du séisme de San Fernando, de l'enregistrement du site Lake Hugues lors du séisme de San Fernando et de l'enregistrement du site Tremblor 2 lors du séisme de Parkfield. Chacun des enregistrements subira une rotation matricielle afin d'annuler la covariance entre chaque composante. L'angle θ de rotation pour effectuer cette manipulation peut être exprimé par:

$$\tan(2\cdot\theta) = \frac{2\mu_{12}}{\sigma_{11}^2 - \sigma_{22}^2} \quad (3.5)$$

où μ_{12} est la covariance entre les deux composantes originales lors du séisme

σ_{11} et σ_{22} sont les variances de chaque composante telles qu'enregistrées lors du séisme.

La rotation matricielle qui s'ensuit s'exprime mathématiquement selon:

$$\begin{pmatrix} a_{p1}(t) \\ a_{p2}(t) \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} \cos \theta & \sin \theta \\ -\sin \theta & \cos \theta \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} a_1(t) \\ a_2(t) \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

Ces nouveaux enregistrements s'ajouteront à la banque d'enregistrements utilisés pour les analyses structurales. L'abréviation *mod* sera utilisée à la fin du nom du séisme original pour identifier les séismes modifiés.

3.7 Conclusion

La caractérisation des secousses sismiques qui seront utilisées pour la suite des analyses nous a permis de bien cerner les paramètres qui seront étudiés. Ainsi un spectre de réponse élastique, basé sur les recommandations du CSRN et sur le CNB 2010 a été établi. Celui-ci servira à la fois de représentation de l'excitation sismique pour les analyses spectrales ainsi que de spectre cible pour l'étalonnage des accélérogrammes à des fins d'analyses temporelles. Dans un second temps, deux scénarios sismiques (M6 à de courtes distances et M7 éloignés) ont émergé des analyses des données de désagrégation sismique comme étant ceux contribuant le plus à l'aléa sismique. Une quantité d'enregistrements représentatifs, autant historiques que simulés, ont ensuite été choisis pour construire une banque de séisme qui servira aux analyses structurales. Ceux-ci ont été étalonnés sur le spectre cible en utilisant différentes méthodes. Afin

de caractériser l'effet des deux composantes des séismes, trois méthodes d'étalonnage bidirectionnelles sont retenues pour la suite des analyses. Celles-ci se basent sur le spectre GMS, sur le spectre MaxRot et sur une combinaison de ces deux derniers. Pour la suite du mémoire, elles seront dénotées :

- Technique 1 (*GMS*)
- Technique 2 (*MaxRot – Huang*)
- Technique 3 (*MaxRot – Beyer*)

L'effet de la technique d'étalonnage (qui permet de trouver le facteur afin de faire coïncider le spectre élastique du séisme avec le spectre cible) sur la représentation de la bidirectionnalité du séisme à aussi été étudié. Il en fut conclu que le choix de la méthode n'exerçait qu'un faible biais et seule la technique SIa a été retenue pour le reste des analyses. Finalement, l'étude de la corrélation entre les composantes horizontales nous a permis de repérer trois séismes qui présentaient une corrélation relativement élevée (plus de 10%). À partir de ces enregistrements, 3 enregistrements supplémentaires, qui ont subi une décorrélation, ont été générés.

CHAPITRE 4 ANALYSES SISMQUES LINÉAIRES TRIDIMENSIONNELLES : BÂTIMENT AVEC SRFS NON- ORTHOGONAL.

4.1 Introduction

Afin d'étudier plus en profondeur l'effet de l'angle d'incidence des composantes sismiques bidirectionnelles, un premier bâtiment, avec un système de reprise des charges latérales (*SRFS*) aligné de façon non orthogonale a été développé. Le système de reprises des charges latérales est constitué de trois cadres rigides en béton armé identiques et d'un noyau en béton armé, orientés dans trois systèmes d'axe différents tel que montré à la Figure 4-1. Les analyses réalisées sur ce bâtiment étant toutes de nature linéaire, seules les caractéristiques élastiques de la structure sont considérées dans la modélisation. Ce bâtiment de 4 étages situé à Montréal, mesure 10.974m, chaque étage ayant une hauteur égale de 3.658m.

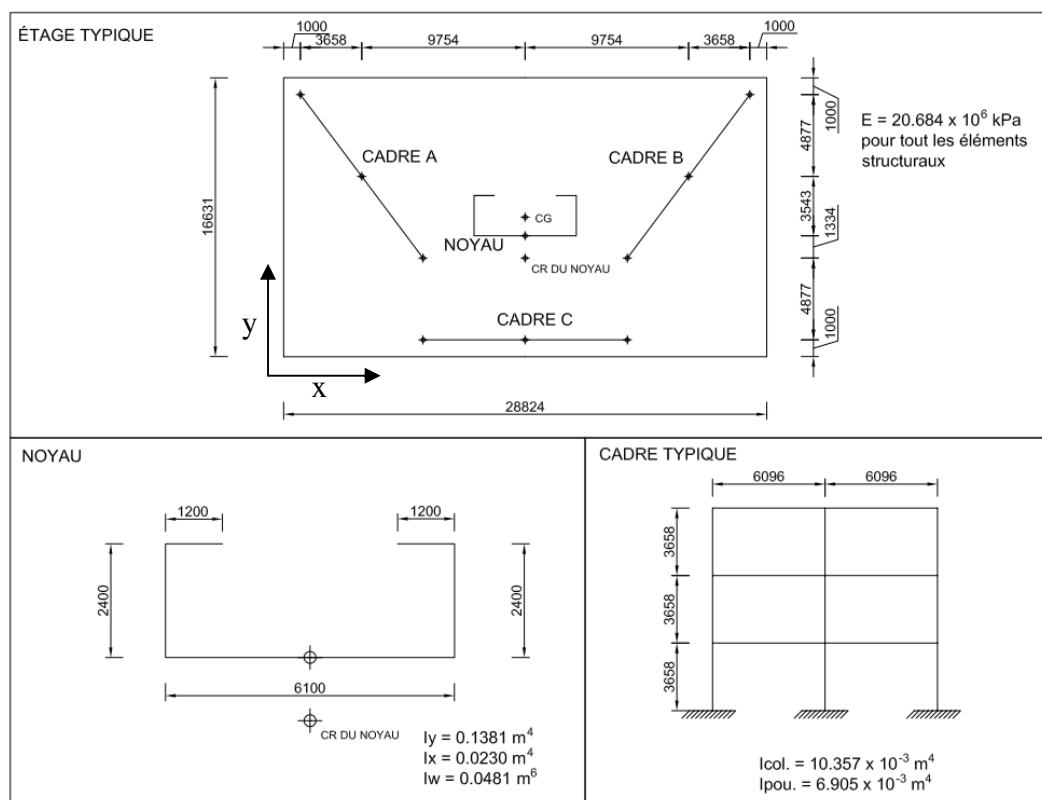


Figure 4-1 Plan original du premier bâtiment modélisé

4.2 Modélisation structurale

Un modèle structural simple a été développé afin d'étudier les différents éléments du système de reprise des charges latérales qui sont connectés par un diaphragme rigide.

Les 3 cadres rigides sont modélisés en tenant compte seulement de leur rigidité selon leur axe fort (rigidité hors plan négligée). La rigidité globale des cadres est obtenue en considérant la rigidité des colonnes et des poutres et en considérant des assemblages rigides.

Afin de modéliser le noyau, la flexion dans les deux directions, la torsion de St-Venant ainsi que la torsion gauche sont considérées. La valeur de l'inertie dans l'axe principal étant donnée, et ayant les dimensions du mur, l'inertie dans l'axe faible du noyau a été calculée comme étant de 0.0230m^4 . Afin de calculer la valeur de la constante de torsion de St-Venant (J), une épaisseur de mur de 250 mm est calculée selon:

$$J = \sum \frac{b \cdot t^3}{3} \quad (3.7)$$

Cette équation ne prend pas en compte l'effet du diaphragme rigide sur la résistance à la torsion du noyau, effet qui a été considéré négligeable dans le cas de cette étude. La valeur calculée de J est donc de $6.927 \times 10^{-2}\text{m}^4$. Finalement, la torsion gauche a été considérée en utilisant l'analogie des deux poteaux (Stafford Smith, 1991). Cette méthode de modélisation du comportement en torsion gauche des noyaux, qui offre une précision d'environ 10%, permet de modéliser ceux-ci par un ensemble de deux poteaux. Chacune des colonnes se voit attribuer la demi-valeur des inerties dans les deux directions ainsi que la demi-valeur de la constante J . Elles seront ensuite disposées de part et d'autre du centre de rigidité du noyau, à une distance a , établie selon l'équation:

$$a = \sqrt{\frac{I_w}{I_y}} \quad (3.8)$$

où I_w représente la constante de gauchissement et I_y l'inertie de la section selon l'axe de positionnement des colonnes équivalentes. Dans notre cas, la valeur calculée de a est de 4.73m.

Afin de finaliser la modélisation du bâtiment, les masses sont ajustées afin d'obtenir une période fondamentale latérale, T_l (donc en empêchant les rotations des planchers selon l'axe vertical) correspondant à la borne supérieure prescrite par le CNB 2010. Puisque le bâtiment

comporte un système de cadres rigides ainsi qu'un système de mur de refend, la valeur maximale prise fut calculée comme étant la moyenne de la période maximale permise pour ces deux types de structure. Ainsi on obtient comme période maximale:

Pour les cadres rigides:
$$T = 1.5 \cdot 0.075h^{0.75} = 0.678s \quad (3.9)$$

Pour les murs de refend:
$$T = 2 \cdot 0.05h^{0.75} = 0.602s \quad (3.10)$$

Ce qui donne une valeur moyenne de T_l 0.64s. À des fins de simplification, le centre de masse de chaque étage a été considéré au centre géométrique et des masses concentrées de 150 930 kg ont été appliquées à chaque étage. L'ensemble des analyses structurales a été réalisé à l'aide de la version 15 du logiciel SAP2000 (CSI, 2011).

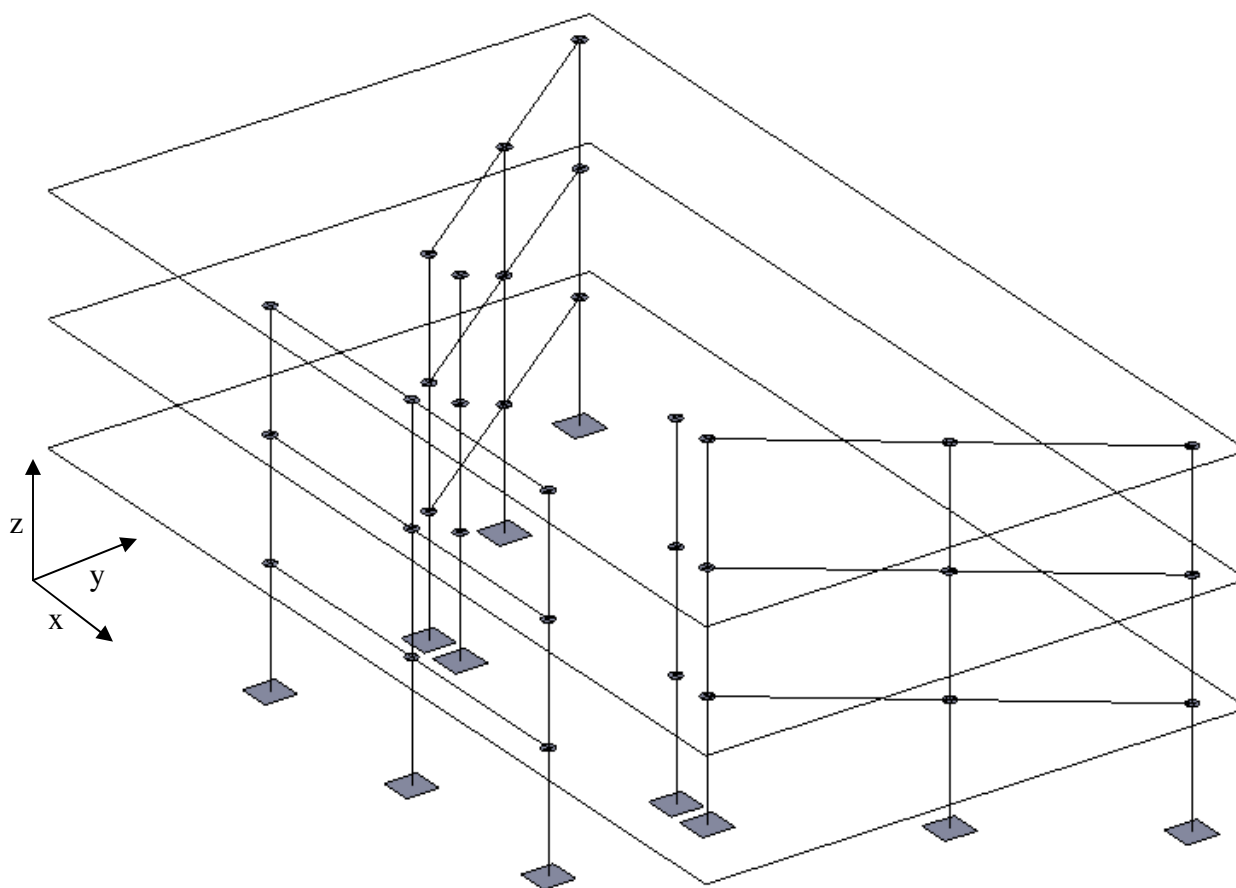


Figure 4-2 Modélisation du bâtiment 1

Une fois les degrés de liberté en rotation des planchers libérés, on obtient les périodes de vibrations suivantes :

Tableau 4-1 Mode de vibration du bâtiment

	Période (s)	Mouvement prédominant du mode
Mode 1	1.83	Torsion + translation X
Mode 2	0.64	Translation Y
Mode 3	0.44	Torsion + translation X
Mode 4	0.34	Torsion + translation X
Mode 5	0.19	Translation Y
Mode 6	0.17	Torsion + translation X
Mode 7	0.11	Torsion + translation X
Mode 8	0.10	Translation Y
Mode 9	0.05	Torsion + translation X

En analysant les mouvements, on remarque que le bâtiment est sensible à la torsion puisque son mode fondamental comprend une composante en rotation (non purement translationnel). De plus, puisque le bâtiment présente une symétrie selon l'axe *Y* et une très grande excentricité entre le centre de masse et le centre de rotation dans cette même direction, on remarque que tous les modes de vibration en translation dans la directions *X* sont couplés avec de la torsion. L'étude des masses modales effectives nous permet de confirmer cette dernière observation:

Tableau 4-2 Masses modales effectives cumulées pour chaque mode

	Période (s)	Translation X	Translation Y	Rotation Z
Mode 1	1.83	0.297	0.000	0.329
Mode 2	0.64	0.297	0.834	0.799
Mode 3	0.44	0.432	0.834	0.830
Mode 4	0.34	0.840	0.834	0.883
Mode 5	0.19	0.840	0.960	0.954
Mode 6	0.17	0.843	0.960	0.971
Mode 7	0.11	0.960	0.960	0.975
Mode 8	0.10	0.960	1.000	0.998
Mode 9	0.05	1.000	1.000	1.000

4.3 Hypothèse de modélisation

- Le bâtiment est considéré faire partie de la catégorie de risque normal,
- Le bâtiment est considéré encastré au niveau du sol,
- Les matériaux et les composantes structurales présentent un comportement élastique,
- Les éléments structuraux qui ne font pas partie du système de reprise des charges latérales (poteaux de gravité, éléments non structuraux, etc.) sont considérés comme ayant un effet négligeable sur la réponse latérale du bâtiment. Ces composantes n'ont donc pas été modélisées.
- Les dalles sont considérées rigides en plan et sont donc modélisées comme des diaphragmes rigides, ce qui implique 3 degrés de liberté par étage.
- L'inertie fissurée des sections des éléments des SRFS est prise en compte dans les données initiales.
- Les poteaux des cadres rigides sont modélisés avec une inertie hors du plan du cadre nulle.

4.4 Analyse sismique - méthode statique équivalente

Les premières analyses structurales sont réalisées selon les prescriptions du CNB 2010. Nous procéderons donc, dans un premier temps, à l'analyse par la méthode des forces statiques équivalente puis à l'analyse par la méthode modale du spectre de réponse.

Dans un premier temps, la valeur du cisaillement V est déterminée à l'aide du spectre cible établi au chapitre 3. Concernant V le CNB dicte que celui-ci est calculé selon:

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{S(T_a) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0} \\
 V &> \frac{S(4.0) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0} \\
 V &< \frac{2 \cdot S(0.2) \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0}
 \end{aligned} \tag{3.11}$$

La valeur de $S(T_a)$ s'obtient par interpolation linéaire sur le spectre cible en considérant une période de 0.64s. I_e est le coefficient de risque associé au bâtiment, dans notre cas $I_e = 1$. M_v est le coefficient de mode supérieur et, dans notre cas, sera égale à 1.0 puisque T_a est inférieur à 1.0. W est le poids total du bâtiment, soit 4441.87 KN. Finalement, les coefficients R_d et R_0 sont

les coefficients permettant de prendre en compte, respectivement, l'apport de la ductilité et de la surrésistance de la structure. Bien qu'il soit possible de déterminer les valeurs de ces facteurs, ceux-ci ne seront pas pris en compte pour la suite des analyses puisque celles-ci se veulent comparatives pour un même niveau de ductilité et de surrésistance. On obtient donc:

$$\begin{aligned}
 V &= \frac{S(T_a) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0} = \frac{0.2624 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4441.87}{1.0 \cdot 1.0} = 1165.6 \text{ kN} \\
 V &\geq \frac{S(4.0) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0} = \frac{0.0240 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 4441.87}{1.0 \cdot 1.0} = 319.8 \text{ kN} \\
 V &\leq \frac{2 \cdot S(0.2) \cdot I_E \cdot W}{R_d R_0} = \frac{0.640 \cdot 1.0 \cdot 4441.87}{1.0 \cdot 1.0} = 1895.2 \text{ kN}
 \end{aligned} \tag{3.12}$$

On obtient donc une valeur de force sismique latérale $V = 1165.6 \text{ kN}$.

On doit ensuite distribuer verticalement cette charge sur chaque étage x selon :

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=x}^n W_i \cdot h_i} \tag{3.13}$$

Où W et h sont respectivement le poids et l'élévation de chaque étage. F_t est une force concentrée au sommet de la structure qui, dans notre cas, puisque la période fondamentale du bâtiment est inférieure à 0.7 seconde, est nulle. On obtient donc la distribution de force suivante :

Tableau 4-3 Distribution verticale des forces statiques équivalentes

h (m)	W (kN)	F _x (kN)
10.974	1480.6	582.8
7.316	1480.6	388.5
3.658	1480.6	194.3

On utilise ensuite cette distribution de force, appliqué selon les axes X et Y du bâtiment, afin de calculer le paramètre de sensibilité à la torsion B . Pour ce faire, les forces sont appliquées à une distance de $0.1D_x$ du centre de masse du bâtiment et les déplacements des quatre coins du bâtiment sont évalués à chaque étage. D_x représente la plus grande dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction d'application de la charge. Pour chaque étage, on calcule ensuite le ratio B qui est en fait le ratio du déplacement maximal des quatre coins sur la moyenne des quatre

coins. On obtient ensuite la valeur finale de B en trouvant la valeur maximum pour tous les étages et pour les deux directions d'application des sollicitations sismiques (selon les axes X et Y).

Tableau 4-4 Calcul du facteur de torsion B

Forces appliquées selon l'axe Y					Dx = 2.88m		
	Déplacements en m						
Étage	Coin 1	Coin 2	Coin 3	Coin 4	Moyenne	Max	Bx
3	-0.0029	-0.0029	0.0069	0.0069	0.002	0.0069	3.45
2	-0.0015	-0.0015	0.0043	0.0043	0.0014	0.0043	3.07
1	-0.0004	-0.0004	0.0016	0.0016	0.0006	0.0016	2.67

Forces appliquées selon l'axe X					Dx = 1.66m		
	Déplacements en m						
Étage	Coin 1	Coin 2	Coin 3	Coin 4	Moyenne	Max	Bx
3	0.0179	0.0002	0.0179	0.0002	0.0091	0.0179	1.98
2	0.0100	0.0000	0.0100	0.0000	0.0050	0.0100	2.00
1	0.0032	-0.0001	0.0032	-0.0001	0.0016	0.0032	2.04

La valeur finale de B_x est donc de 3.45. Puisque celle-ci est supérieure à 1.7 le bâtiment est considéré sensible à la torsion. Selon les indications du CNB 2010, puisque le bâtiment est sensible à la torsion, nous ne pourrions pas utiliser la méthode statique équivalente afin de réaliser le dimensionnement de cet ouvrage. Toutefois, à des fins comparatives, celle-ci est tout de même réalisée dans le contexte de ce travail.

Pour la suite des analyses, 3 systèmes de deux axes orthogonaux sont considérés. L'analyse de ces systèmes d'axes est motivée par la l'ambiguïté de la clause CNB 2010 4.1.8.8. 1)a) qui dicte que : « *si les composantes du SFRS sont orientées dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, il faut effectuer une analyse indépendante pour chacun des axes principaux de la structure* ». Le CNB 2010 n'indique pas si l'ensemble doit seulement être constitué d'un système d'axes orthogonaux ou si plusieurs systèmes orthogonaux (3 dans notre cas) peuvent être considérés.

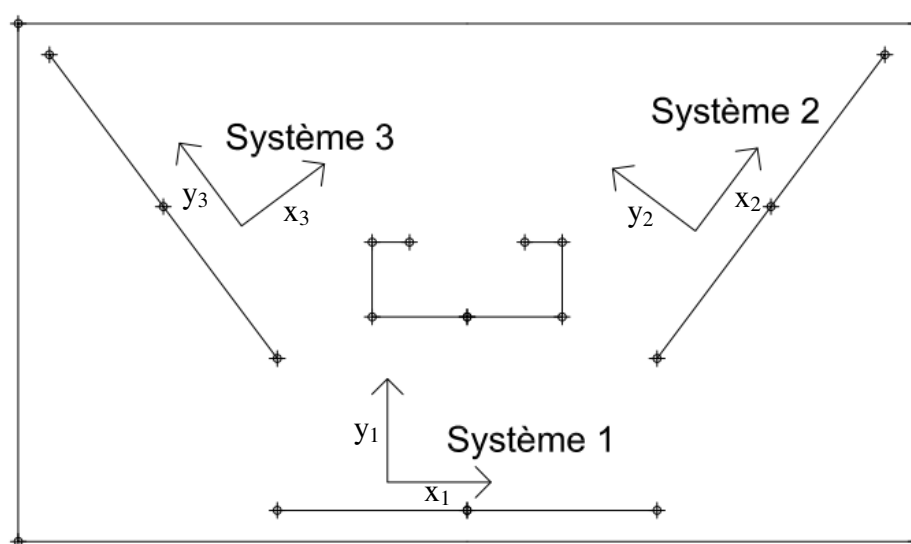


Figure 4-3 Différents systèmes d'axes utilisés dans les analyses selon le CNB 2010

Pour chacun des trois systèmes, on doit aussi évaluer les couples de torsion accidentels qui seront appliqués à chaque étage. Due à la sensibilité à la torsion du bâtiment, on doit déterminer les couples de torsion accidentelle selon :

$$\pm 0.1 \cdot D_{nx} \cdot F_x \quad (3.14)$$

Pour chaque étage, on obtient donc un couple de torsion qui devra être appliqué dans les sens horaires et antihoraires. De plus, puisqu'il existe 3 systèmes d'axes différents donc 6 valeurs de D_{nx} seront prises en considération:

Tableau 4-5 Couples de torsion accidentelle en fonction du système d'axes choisi

	F (kN)	Couple torsion accidentelle (kN*m)					
Direction charge		Système 1		Système 2		Système 3	
$0.1 \cdot D_{nx}$		1.663	2.882	2.718	2.039	2.718	2.039
Étages							
3	582.8	969.2	1679.8	1584.1	1188.2	1584.1	1188.2
2	388.5	646.1	1119.9	1056.1	792.1	1056.1	792.1
1	194.3	323.1	559.9	528.0	396.1	528.0	396.1

Réponse structurale obtenue par la méthode statique équivalente

Afin de caractériser la réponse structurale, quelques paramètres de réponse ont été sélectionnés. Ainsi le cisaillement à la base, les moments et efforts tranchants dans le poteau du coin nord-est, les déplacements du centre de masse et les déplacements du coin nord-est seront rapportés. Il est important de noter que pour les valeurs d'effort tranchant et de moment de flexion, les valeurs sont données selon l'axe du cadre rigide (et non dans le système d'axe X-Y).

Puisque le bâtiment est sensible à la torsion, les analyses structurales sont réalisées selon les axes principaux décrits antérieurement et également avec la règle de combinaison directionnelle 100%-30% selon les mêmes systèmes d'axes. En effet, dans le cas de bâtiments ne présentant pas de SFRS orienté dans un ensemble d'axes orthogonaux, la clause 4.1.8.8. 1)c) du CNB 2010 requiert une analyse dans un système d'axes orthogonaux aléatoire et la combinaison des deux réponses orthogonales par la règle 100%-30%. Pour chaque paramètre de réponse, l'ensemble de permutation possible prenant en compte les deux directions d'application de la charge et les deux directions pour les couples de torsion accidentelle ont été évalués. Seules les valeurs maximales pour chaque système d'axe sont présentées:

Tableau 4-6 Réponses structurales de la MSE obtenues sans combinaison directionnelle

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A (Segment base)		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Système 1	1165.55	1165.55	219.39	536.43	351.6	300.5	178.2	39.9
Système 2	932.41	932.41	187.92	465.09	306.9	288.0	154.6	31.9
Système 3	932.41	932.41	210.64	520.22	306.9	259.1	154.6	31.9
Pour conception	1165.55	1165.55	219.39	536.43	351.6	300.5	178.2	39.9

Tableau 4-7 Réponses structurales de la MSE obtenues avec combinaison directionnelle
100%-30%

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Système 1	1165.55	1165.55	248.68	610.14	382.9	341.4	192.9	39.9
Système 2	1142.22	1142.22	232.04	571.70	388.9	349.8	195.4	39.1
Système 3	1142.22	1142.22	237.21	583.52	385.5	331.1	193.9	39.1
Pour conception	1165.55	1165.55	248.68	610.14	388.9	349.8	195.4	39.9

Tableau 4-8 Différence entre les réponses structurales avec et sans combinaison directionnelle

Différence	0%	0%	13.4%	13.7%	10.6%	16.4%	9.7%	0%
------------	----	----	-------	-------	-------	-------	------	----

On remarque qu'en général l'utilisation de la règle 100%-30% mène à une valeur de conception de 10% à 15% plus élevée que si les analyses sont réalisées dans les axes principaux sans combinaison directionnelle. Les seules exceptions sont les cisaillements à la base ainsi que le déplacement dans l'axe Y du centre de masse qui présentent tous une différence nulle. Pour le cisaillement à la base ceci s'explique par le fait que la valeur maximale est atteinte lors de l'application des charges dans le système X - Y . Puisque le cisaillement à la base correspond au cisaillement total appliqué au bâtiment, il est normal que la valeur perpendiculaire à la direction d'application soit nulle et donc que la combinaison selon la règle 100%-30% donne la même valeur que le cas sans combinaison. Le même raisonnement s'applique au déplacement du centre de masse selon l'axe Y , puisque celui-ci est appliqué selon l'axe de symétrie du bâtiment, le déplacement orthogonal (dans la direction X) est nul.

4.5 Obtention de l'angle critique

En l'absence de failles clairement identifiées, la nature aléatoire de la propagation des ondes sismiques fait intervenir l'angle d'application du séisme par rapport à la structure analysée. Ainsi, un des objectifs du dimensionnement sismique d'une structure est de viser à ce que celle-ci soit capable de résister à un séisme issu de tous les angles possibles. Afin d'atteindre cet objectif et

d'éviter à l'utilisateur de balayer de façon incrémentale l'intervalle d'angle de 0° à 360° , plusieurs méthodes ont été proposées afin d'obtenir l'angle permettant d'obtenir un paramètre de réponse maximal. Dans le cas de cette étude, deux méthodes sont mises à l'essai: la méthode proposée par Athanatopoulou et Doudoumis (2008) et celle faisant intervenir les masses modales effectives du premier mode de vibration en translation.

En ce qui a trait au Code National du Bâtiment 2010, celui-ci considère que, pour une structure présentant des SRFS orientés dans la direction d'un ensemble d'axes orthogonaux, seules des analyses dans ce système d'axe suffisent. Par contre pour les structures dont les SFRS ne sont pas orientés selon un système d'axes orthogonaux on doit réaliser une analyse dans un système quelconque et utiliser la règle de combinaison directionnelle 100%-30%.

Méthode Athanatopoulou et Doudoumis (2008)

Cette méthode développée pour les bâtiments multiétagés réguliers se base sur l'application de charges statiques équivalentes à l'axe optimal de torsion. On définit les angles principaux comme étant ceux maximisant en minimisant la somme des carrés des déplacements au niveau des planchers. Ainsi, la première étape consiste en l'établissement de la position de l'axe optimal de torsion (voir Figure 2-1). Pour ce faire, les vecteurs de rotation des planchers θ_{zx} , θ_{zy} et θ_{zz} sont déterminés en utilisant comme vecteur de forces latérales la distribution issue de la méthode statique équivalente. On recommande généralement d'utiliser une distribution de force triangulaire afin de modéliser les sollicitations sismiques pour la détermination de l'angle critique. Dans notre cas, puisque nous avons une représentation plus exacte de l'excitation sismique (par la méthode statique équivalente), nous utilisons celle-ci. Les vecteurs de rotation pour le bâtiment sont donnés par :

Tableau 4-9 Vecteurs de rotation des planchers (*rad*)

θ_{zx}		θ_{zy}		θ_{zz}
0.007008		-0.033411		0.002318
0.004775		-0.019925		0.001383
0.001947		-0.006955		0.000483

En utilisant les équations proposées par Athanatopoulou et Doudoumis (2008), on calcule la position de l'axe optimal de torsion :

$$\begin{aligned}
y_T &= \frac{\theta_{z,x}^T \theta_{z,z}}{\theta_{z,z}^T \theta_{z,z}} = 3.165 \\
x_T &= \frac{-\theta_{z,y}^T \theta_{z,z}}{\theta_{z,z}^T \theta_{z,z}} = 14.412
\end{aligned} \tag{3.15}$$

On remarque que la position selon l'axe X se trouve au centre géométrique de la structure, ce qui est cohérent avec la présence de l'axe de symétrie du bâtiment. La seconde étape consiste à trouver l'angle définissant les directions principales du système structural en appliquant le vecteur de force statique équivalente dans chacune des directions X et Y de l'axe de torsion optimal. On obtient ainsi les 4 vecteurs u_{ij} définissant, pour chaque étage, le déplacement selon l'axe i causé par une force appliquée selon l'axe j .

Tableau 4-10 Vecteurs de déplacement obtenus pour la détermination de l'angle a_0

u_{xx}		u_{yx}		u_{xy}		u_{yy}
3.640E-02		-1.740E-12		-2.045E-12		3.989E-02
2.117E-02		-1.256E-12		-9.540E-13		2.777E-02
7.103E-03		-5.260E-13		-2.163E-13		1.133E-02

On définit ensuite les 3 quantités u_{xx}^2 , u_{yy}^2 et u_{xy}^2 selon :

$$\begin{aligned}
u_{xx}^2 &= u_{x,x}^T \cdot u_{x,x} + u_{y,x}^T \cdot u_{y,x} = 1.823 \cdot 10^{-3} \\
u_{yy}^2 &= u_{x,y}^T \cdot u_{x,y} + u_{y,y}^T \cdot u_{y,y} = 2.491 \cdot 10^{-3} \\
u_{xy} &= u_{x,x}^T \cdot u_{x,y} + u_{y,x}^T \cdot u_{y,y} = -2.064 \cdot 10^{-13}
\end{aligned} \tag{3.16}$$

Finalement, on peut calculer la valeur de l'angle critique a_0 :

$$a_0 = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2u_{xy}}{u_{xx}^2 - u_{yy}^2} \right] = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left[\frac{2 \cdot 2.064 \cdot 10^{-13}}{1.823 \cdot 10^{-3} - 2.491 \cdot 10^{-3}} \right] = -3.09 \cdot 10^{-10} \approx 0 \tag{3.17}$$

Selon ce calcul et en se basant sur la convention de signe proposé au chapitre 2 (voir Figure 2-1) l'angle critique correspondrait donc à l'application des forces selon l'axe X.

Méthode utilisant les masses modales effectives

Le calcul selon la cette méthode prend en considération les masses modales effectives du premier mode soit :

Tableau 4-11 Masse modale effective du premier mode de vibration

	Période (s)	Translation X	Translation Y	Rotation Z
Mode 1	1.83	0.297	0.000	0.329

On obtient donc l'angle critique selon :

$$\theta = \tan^{-1} \left(\frac{M_y}{M_x} \right) = \tan^{-1} \left(\frac{0}{0.297} \right) = 0 \quad (3.18)$$

Encore une fois, on obtient un angle de 0° ce qui implique que la réponse serait maximisée lorsque les sollicitations sont appliquées selon l'axe X.

L'angle critique trouvé est conforme avec certains des résultats obtenus lors de l'analyse impliquant la méthode CQC3. En effet, pour le cisaillement à la base, le déplacement du centre de masse et le déplacement en X du coin supérieur droit, l'angle critique correspondait à l'axe X du bâtiment. Les analyses précédentes avaient aussi permis de déterminer que les analyses réalisées selon les dispositions du CNB (méthode modale du spectre de réponse avec combinaison directionnelle selon la règle 100%-30%) généraient des résultats, pour les paramètres structuraux étudiés, qui n'étaient pas inférieurs à 10% de la valeur maximale obtenue selon tous les angles possibles.

4.6 Analyse sismique - méthode modale du spectre de réponse

Analyses selon la méthode modale du spectre de réponse (CNB 2010)

Selon le CNB 2010, puisque le bâtiment est sensible à la torsion, une méthode d'analyse dynamique doit être utilisée. Dans un premier temps, pour réaliser les analyses dynamiques, la méthode modale du spectre de réponse est utilisée. Le spectre de conception utilisé est le spectre cible définie au chapitre 3.2 et les couples de torsion accidentelle définis pour la méthode statique équivalente ont aussi été appliqués à chaque niveau. Le facteur de réduction du cisaillement à la base a été calculé selon :

$$\frac{2 \cdot S(0.2)}{3 \cdot S(T_a)} \leq 1.0 \rightarrow \frac{2 \cdot 0.64}{3 \cdot 0.2624} = 1.63 \rightarrow = 1.0 \quad (3.19)$$

Les mêmes analyses que celles réalisées précédemment pour la méthode statique équivalente ont été réalisées. Pour les résultats suivants, aucun facteur de pondération n'a été appliqué afin de ramener le cisaillement à la base à 100% de la valeur calculée selon la méthode statique équivalente. Cette procédure, stipulée dans le CNB, permet de s'assurer que les analyses selon les méthodes dynamiques respectent une certaine limite définie V_{min} . Puisque les analyses sont réalisées à des fins comparatives, ces facteurs n'ont pas été appliqués dans les analyses suivantes.

Tableau 4-12 Réponses selon les axes principaux sans combinaison directionnelle

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Système 1	1008.3	1044.6	201.5	487.8	116.8	130.1	56.9	33.8
Système 2	806.6	835.7	177.8	429.2	132.5	132.1	63.4	27.1
Système 3	806.6	835.7	163.7	395.2	121.2	121.5	58.2	27.1
Pour conception	1008.3	1044.6	201.5	487.8	132.5	132.1	63.4	33.8

Tableau 4-13 Réponses selon les axes principaux combinées selon la règle 100%-30%

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Système 1	1008.3	1044.6	231.1	556.8	148.2	162.4	71.6	33.8
Système 2	988.1	1023.7	219.7	529.4	168.2	166.4	80.6	33.2
Système 3	988.1	1023.7	206.7	498.4	156.9	155.8	75.4	33.2
Pour conception	1008.3	1044.6	231.1	556.8	168.2	166.4	80.6	33.8

Tableau 4-14 Différence entre les réponses structurales avec et sans combinaison directionnelle

Différence	0.0%	0.0%	12.8%	12.4%	21.2%	20.6%	21.4%	-0.1%
------------	------	------	-------	-------	-------	-------	-------	-------

Dans le cas des analyses selon la méthode modale du spectre de réponse, on remarque que les écarts entre les analyses combinées et non combinées, selon les axes principaux, sont supérieurs à ceux obtenus par la méthode statique équivalente. Le ratio se situe, dans ce cas-ci, autour de 12% pour les efforts et entre 20% et 22% pour les déplacements. Pour les mêmes raisons que précédemment, on remarque encore des écarts nuls pour le cisaillement à la base et pour le déplacement du centre de masse selon la direction de l'axe *Y*.

Analyses structurales spectrales

Afin de confronter les résultats obtenus selon les prescriptions du CNB 2010, certaines analyses modales supplémentaires sont réalisées. Dans un premier temps, les analyses modales réalisées précédemment sont reprises, mais cette fois, en considérant, de façon incrémentale, tous les angles d'incidence possibles. Ensuite, l'utilisation des méthodes de combinaison directionnelle CQC3 et SRSS sont étudiées.

Les prescriptions du *CNB 2010*, par rapport aux analyses spectrales, stipule que si la règle 100%-30% est utilisée afin de combiner les réponses issues de deux directions orthogonales, leur orientation peut être établie aléatoirement. Ainsi, afin d'évaluer la distribution de réponses structurales en fonction de l'angle, les analyses modales réalisées précédemment sont réalisées de

nouveau, mais cette fois-ci en incrémentant l'angle d'application des spectres. Des valeurs de 5° ont été choisies comme incréments et ont été appliquées de 0° à 180° . Afin de faciliter la présentation des résultats, ceux-ci sont présentés de façon graphique en pourcentage de la valeur maximale, celle-ci est aussi indiquée:

Méthode du CNB 2010 avec analyse incrémentale

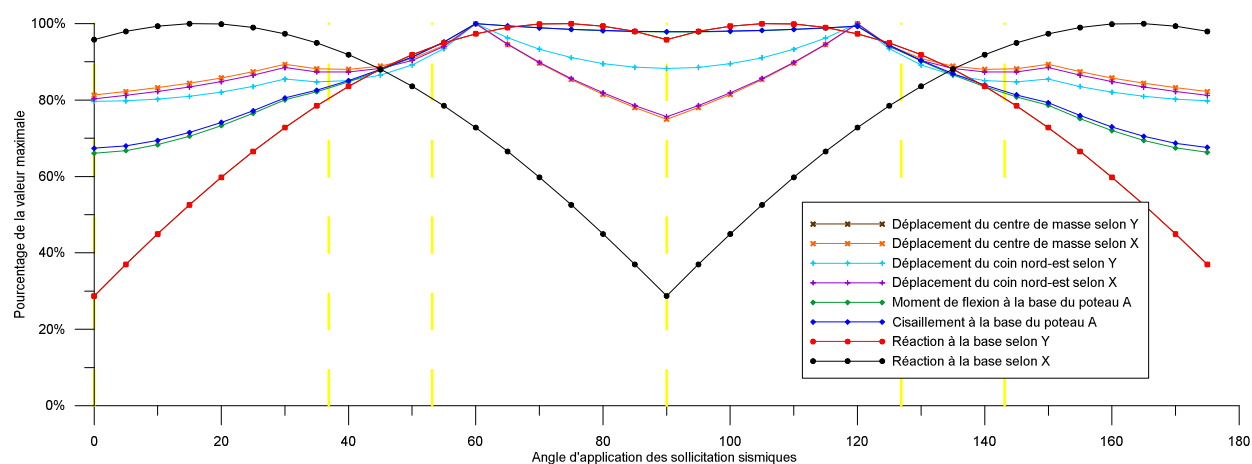


Figure 4-4 Résultats des analyses spectrales incrémentales combinées selon la règle 100%-30% (angle selon axe X)

Tableau 4-15 Réponse structurale maximale et angle d'application critique

	Valeur Max	Angle (degré)
Réaction à la base X (kN)	1052.3	15
Réaction à la base (kN)	1090.2	75
Poteau Cadre A V (kN)	236.0	60
Poteau Cadre A M (kN*m)	569.3	60
Déplacement C.M. X (mm)	88.1	60
Déplacement C.M. Y (mm)	35.3	75
Déplacement coin X (mm)	184.4	60
Déplacement coin Y (mm)	184.0	60

Tableau 4-16 Comparaison entre les résultats d'analyses directionnelles incrémentales et les résultats obtenus selon le CNB2010.

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Selon CNB	1008.3	1044.6	231.1	556.8	168.2	166.4	80.6	33.8
Incrémentale	1052.3	1090.2	236.0	569.3	184.4	184.0	88.1	35.3
Différence %	4.2%	4.2%	2.1%	2.2%	8.8%	9.6%	8.5%	4.3%

Les résultats issus des analyses incrémentales nous permettent d'établir qu'il existe trois systèmes d'axe prédominants orientés de façon à maximiser la réponse. En effet, pour le cisaillement à la base selon l'axe X et le déplacement du centre de masse selon l'axe Y, les résultats sont maximisés lorsque la sollicitation est appliquée à 15° par rapport à l'axe de référence (l'axe X). Le cisaillement à la base selon Y, est maximisé lorsque la sollicitation est appliquée à 75° de l'axe de référence. Les autres paramètres de réponse structurale, sont maximisés lorsque les sollicitations sont appliquées à 60° de l'axe de référence (où à 120° ce qui correspond au même système puisque les deux angles sont supplémentaires et que le bâtiment présente un axe de symétrie).

La seconde étude consiste en la comparaison des valeurs maximales obtenues selon les analyses incrémentales par rapport aux résultats obtenus des analyses modales réalisées en combinant les réponses directionnelles selon la règle 100%-30%. On remarque qu'en général les réponses obtenues par le code sont légèrement sous-estimées par rapport à la réponse maximale obtenue pour l'ensemble d'angles considérés. En fait, on remarque que cette sous-estimation ne dépasse jamais 10% pour les différents paramètres étudiés.

Puisque l'utilisateur du CNB peut choisir le système d'angle qu'il désire afin de réaliser les études structurales, la sous-estimation maximale qu'il est possible d'obtenir a été étudiée. Le code demande d'évaluer les efforts selon la règle 100%-30% en considérant la combinaison donnant les résultats maximaux. Subséquemment, les résultats maximaux et minimaux pour l'ensemble des paires (θ , $\theta+90^\circ$) ont été déterminés pour chaque paramètre structural.

Tableau 4-17 Sous-estimation maximale des réponses structurales en choisissant un système d'axe arbitraire

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
Minimal	926.9	960.3	207.7	499.7	148.2	159.2	71.6	31.1
Maximal	1052.3	1090.2	236.0	569.3	184.4	184.0	88.1	35.3
Sous-estimation	11.9%	11.9%	12.0%	12.2%	19.7%	13.5%	18.70%	11.90%

On remarque qu'en fonction du système d'axe choisi pour appliquer la sollicitation sismique, on peut obtenir une réponse structurale significativement inférieure à la réponse maximale. Ainsi, pour les paramètres étudiés, on peut obtenir une réponse jusqu'à 20% inférieure à la réponse maximale pour tous les angles possibles d'application.

Méthode CQC3

Puisque la méthode de combinaison directionnelle CQC3 prend implicitement en compte la valeur maximale selon tous les angles possibles, il est donc possible d'appliquer une paire de spectres de réponse dans un seul système orthogonal. Dans ce cas toutefois, il est important de prendre en considération le facteur entre le spectre principal et le spectre qui lui est orthogonal. En effet, l'utilisation de la méthode CQC3 nécessite la définition de deux spectres de même forme, mais qui ne sont pas nécessairement identiques. Une multitude d'analyses statistiques, menées sur les enregistrements historiques, ont démontré qu'il y a généralement une composante qui est inférieure à la seconde. Plusieurs valeurs ont été proposées afin de caractériser la différence d'intensité des composantes orthogonales. Dans notre cas, les analyses menées précédemment sur les banques de séismes historiques et simulés nous ont permis de constater que le ratio d'intensité des deux composantes est situé, en moyenne, entre 0.6 et 1.0. Ainsi, dans le cas de l'application de la méthode CQC3, les analyses sont réalisées en considérant un intervalle de facteur d'intensité 0.6 à 1.0 évalué par incréments de 0.05.

Dans un premier cas, nous étudions les réponses structurales issues des analyses sans torsion accidentelle:

Tableau 4-18 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle CQC3 sans torsion accidentelle

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
Ratio	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
0.60	1008.3	1044.6	145.0	348.0	56.5	55.8	28.7	33.8
0.65	1008.3	1044.6	145.8	349.9	56.5	56.4	28.7	33.8
0.70	1008.3	1044.6	146.8	351.8	56.5	57.1	28.7	33.8
0.75	1008.3	1044.6	147.7	353.9	56.5	57.8	28.7	33.8
0.80	1008.3	1044.6	148.8	356.1	56.5	58.6	28.7	33.8
0.85	1008.3	1044.6	149.9	358.5	56.5	59.4	28.7	33.8
0.90	1008.3	1044.6	151.0	361.0	56.5	60.2	28.7	33.8
0.95	1008.3	1044.6	152.2	363.6	56.5	61.1	28.7	33.8
1.00	1008.3	1044.6	153.5	366.3	56.5	62.0	28.7	33.8

On remarque que le cisaillement à la base, le déplacement du coin supérieur droit selon l'axe x ainsi que le déplacement du centre de masse ne sont aucunement affectés par le ratio entre les deux spectres. Ceci peut s'expliquer par le fait que la réponse maximale, pour ses paramètres, se produit lorsque l'orientation de ceux-ci est la même que celle de la sollicitation. En effet, on retrouve exactement les mêmes valeurs lors des analyses spectrales sans torsion accidentelle selon les axes X et Y. Pour les autres paramètres, l'influence du ratio entre les composantes spectrales est relativement négligeable. En effet, l'écart entre les valeurs obtenues avec un ratio de 0.6 et celles obtenues avec un ratio de 1.0 n'est jamais supérieur à 6% pour les efforts et 11% pour les déplacements.

Pour inclure la torsion accidentelle, le couple de torsion accidentel maximal obtenue selon la règle 100%-30% est appliqué à chaque plancher. On obtient les moments de torsion accidentelle à chaque étage suivants :

Tableau 4-19 Couples de torsion
accidentelle maximaux

Étage	F stat. eq. (kN)	T. acc. (kN*m)
3	582.8	2275.1
2	388.5	1516.8
1	194.3	758.4

Les analyses combinant la méthode CQC3 et la torsion accidentelle génèrent les résultats suivants:

Tableau 4-20 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle CQC3 avec
torsion accidentelle

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
Ratio	Fx	Fy	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
0.60	1008.3	1044.6	228.4	552.0	198.1	186.2	95.0	33.8
0.65	1008.3	1044.6	229.2	553.8	198.1	186.9	95.0	33.8
0.70	1008.3	1044.6	230.2	555.8	198.1	187.5	95.0	33.8
0.75	1008.3	1044.6	231.1	557.9	198.1	188.3	95.0	33.8
0.80	1008.3	1044.6	232.2	560.1	198.1	189.0	95.0	33.8
0.85	1008.3	1044.6	233.3	562.5	198.1	189.8	95.0	33.8
0.90	1008.3	1044.6	234.4	564.9	198.1	190.7	95.0	33.8
0.95	1008.3	1044.6	235.6	567.5	198.1	191.5	95.0	33.8
1.00	1008.3	1044.6	236.9	570.3	198.1	192.4	95.0	33.8

L'analyse des résultats nous permet d'apprécier l'importance de la torsion accidentelle sur la réponse structurale. En effet, pour le déplacement du coin supérieur droit, on remarque que l'ajout de la torsion accidentelle peut engendrer une réponse plus de 300% plus élevée que la valeur spectrale. Toutefois, on doit se rappeler que la torsion accidentelle utilisée dans ce cas est la valeur maximale obtenue pour toutes les possibilités d'angles. Si on considère la distribution de la torsion accidentelle on remarque qu'elle peut se situer entre $2.38 * F_{stat \ eq}$ et $3.90 * F_{stat \ eq}$ dépendamment de la valeur de D_x utilisée. L'utilisation d'une valeur de torsion accidentelle moyenne ou modale (par exemple celles issues des angles X et Y) permettrait donc de diminuer l'impact de ce paramètre sur les résultats finaux. Si on compare les résultats obtenus avec la

méthode CQC3 et la méthode spectrale selon le CNB (avec la combinaison directionnelle 100%-30%), on remarque encore une fois que les paramètres contrôlés par l'angle d'application selon les axes X et Y génèrent les mêmes résultats. Au niveau des efforts, les résultats sont relativement similaires entre les deux cas étudiés. Pour les déplacements, on observe que les résultats issus de la méthode CQC3 sont généralement 10% à 20% plus élevé. Par contre, il est important de se rappeler que l'utilisation d'une torsion accidentelle légèrement inférieure au maximum pourrait générer des résultats similaires. On remarque aussi que les résultats, lorsque comparés aux réponses selon tous les angles possibles, sont beaucoup plus près de la valeur maximale que de la valeur minimale.

Méthode SRSS

Une seconde méthode qui est indépendante de l'angle d'application des sollicitations sismiques est la combinaison des réponses obtenues selon deux axes orthogonaux en utilisant la racine carrée de la somme des carrés. Un des paramètres qui influence la réponse finale est le ratio entre les spectres des deux composantes horizontales. Des ratios entre 0.6 et 1.0 sont étudiés en considérant des incréments de 0.05. Afin de pouvoir comparer les résultats avec ceux obtenus pour la méthode CQC3, la même torsion accidentelle (soit la torsion accidentelle maximale pour tous les angles possibles) a été utilisée.

Tableau 4-21 Résultats des analyses spectrales combinées avec la règle SRSS avec torsion accidentelle

	Cisaillement à la base		Poteau cadre A		Déplacement coin supérieur droit		Déplacement centre de masse	
Ratio	F _x	F _y	V	M	dx	dy	dx	dy
	kN	kN	kN	kN*m	mm	mm	mm	mm
0.60	1008.3	1044.6	188.4	451.7	198.1	186.2	95.0	20.3
0.65	1008.3	1044.6	194.1	465.7	198.1	186.9	95.0	22.0
0.70	1008.3	1044.6	199.9	480.0	198.1	187.5	95.0	23.7
0.75	1008.3	1044.6	205.9	494.5	198.1	188.3	95.0	25.4
0.80	1008.3	1044.6	211.9	509.3	198.1	189.0	95.0	27.1
0.85	1008.3	1044.6	218.0	524.3	198.1	189.8	95.0	28.8
0.90	1008.3	1044.6	224.3	539.5	198.1	190.7	95.0	30.4
0.95	1008.3	1044.6	230.5	554.8	198.1	191.5	95.0	32.1
1.00	1008.3	1044.6	236.9	570.3	198.1	192.4	95.0	33.8

Contrairement à la méthode CQC3, le ratio entre les spectres horizontaux a un effet majeur sur les réponses structurales obtenues. En effet, pour les ratios considérés (entre 0.6 et 1.0), on peut obtenir une différence pouvant atteindre plus de 65% de la réponse minimale (obtenue avec un ratio de 0.6). On remarque aussi que les paramètres orientés le long de l'axe *X* ne sont pas affectés par le ratio spectral, ce qui, comme pour la méthode CQC3, implique que la réponse maximale est dictée par l'application des sollicitations selon cet axe. On remarque aussi que les résultats obtenus lors de l'utilisation d'un ratio de 1.0 sont égaux aux résultats obtenus avec le même ratio selon la méthode CQC3, ce qui est conforme à la définition de cette dernière méthode. Finalement, il est intéressant de remarquer que pour obtenir des efforts (*M* et *V*) du même ordre de grandeur que ceux obtenus selon la méthode CQC3 avec un ratio de 0.6 il faut, pour la méthode SRSS, considérer un ratio entre 0.95 et 1.0, ce qui est en accord avec les conclusions trouvées dans la littérature.

4.7 Analyse sismique - méthode temporelle par intégration numérique

Dans cette section, les résultats obtenus par les règles de combinaison directionnelle SRSS et CQC3 utilisant le spectre du code sont comparés aux résultats obtenus avec les mêmes techniques de combinaison directionnelle, mais cette fois-ci utilisant directement les spectres des enregistrements sismiques. Les spectres obtenus par les trois techniques d'étalonnage bidirectionnel retenues précédemment sont étudiés. Pour chaque séisme les différents paramètres structuraux ont été évalués selon six systèmes orthogonaux différents soit :

- Les trois systèmes d'axes dans lesquels sont orientés les différents éléments du SRFS,
- Les trois systèmes d'axe qui ont produit les réponses critiques lors des analyses précédentes, soit des angles par rapport à l'axe X de 15°, 60° et 75°.

D'après les résultats des analyses incrémentales, il a été jugé que l'application des sollicitations sismiques dans ces systèmes permettrait d'obtenir une bonne approximation de la valeur maximale sans avoir à balayer de façon incrémentale tous les angles possibles.

Puisque la réalisation des analyses en combinant les réponses spectrales avec la règle CQC3 nécessite l'utilisation de spectres de formes identiques, seule l'utilisation de la forme spectrale de la composante maximale a été considérée. Ainsi la première composante orthogonale est définie par le spectre de la composante maximale sans lui appliquer de facteur de modification scalaire. La seconde composante a la même forme que la première, mais un facteur de pondération lui est appliqué. La définition de Lopez et al. (2004), qui permet, pour des analyses utilisant la règle de combinaison CQC3, d'obtenir le ratio entre deux spectres qui n'ont pas la même forme, a été utilisée en combinaison avec le spectre le plus élevé de la paire. Cette définition propose d'utiliser la moyenne des ratios entre les deux spectres horizontaux aux périodes fondamentales du bâtiment dans les directions X et Y. Dans notre cas, puisque que le premier mode de vibration du bâtiment à l'étude est dominé par la torsion, nous avons plutôt décidé d'utiliser la moyenne des trois premiers modes de vibrations (en torsion, en translation selon X et en translation selon Y). Le facteur à utiliser pour le deuxième spectre est donc donné par:

$$\gamma = \frac{\gamma_{T(1.83)} + \gamma_{T(0.64)} + \gamma_{T(0.44)}}{3} \quad (3.20)$$

Les résultats sont présentés sous forme de graphique ou, pour chaque séisme, la valeur maximale de tous les angles considérés est rapportée. À des fins comparatives, les résultats des analyses spectrales, réalisées selon les spécifications du *CNB 2010* et combinées selon la règle *100%-30%* sont aussi présenté. Un graphique par paramètre a été généré. Pour tous les graphiques, un point correspond à la valeur maximale, calculée incrémentalement pour des angles de 0° à 180° , pour un événement sismique donné.

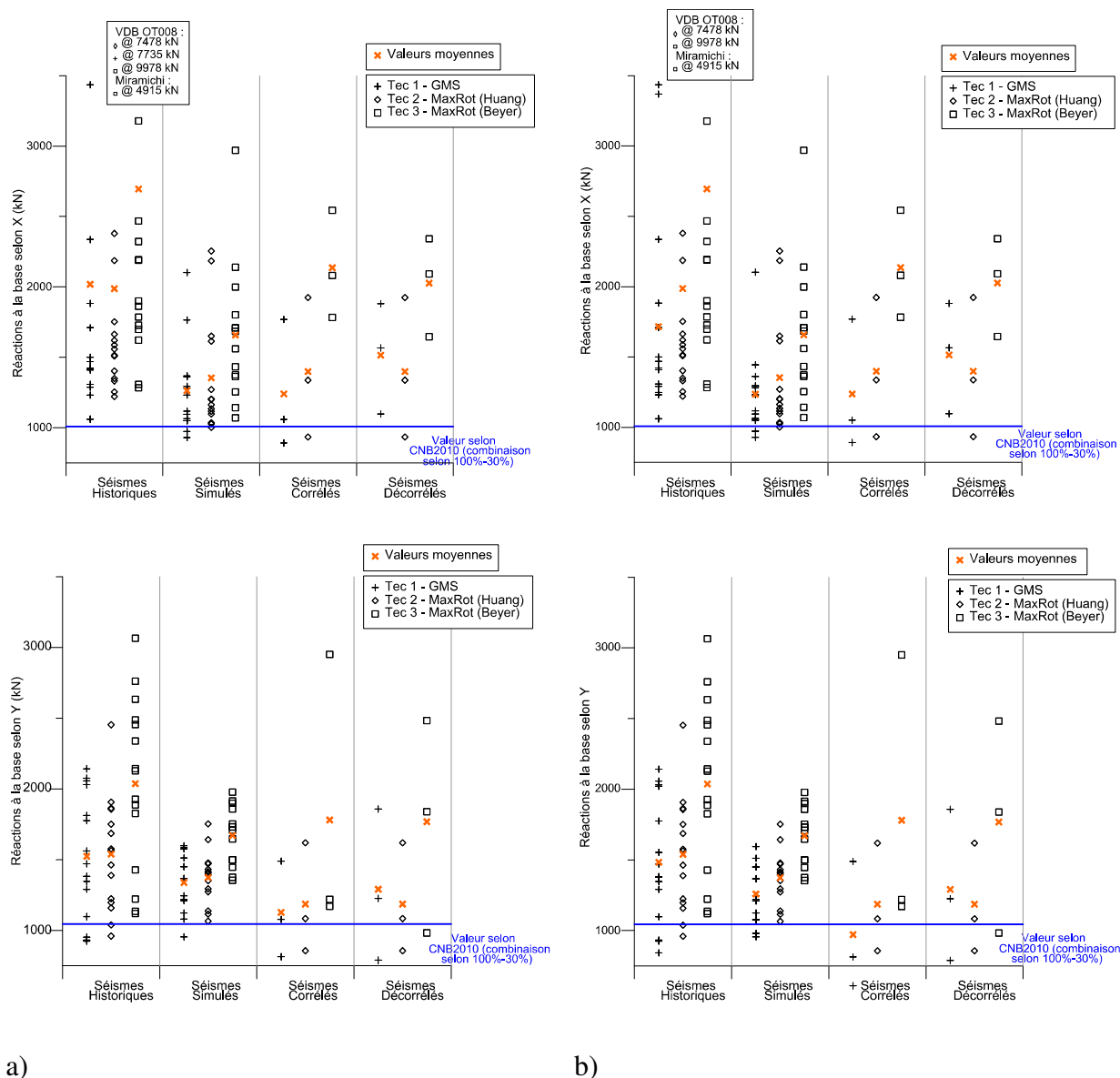


Figure 4-5 Réactions à la base du bâtiment (dans les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3

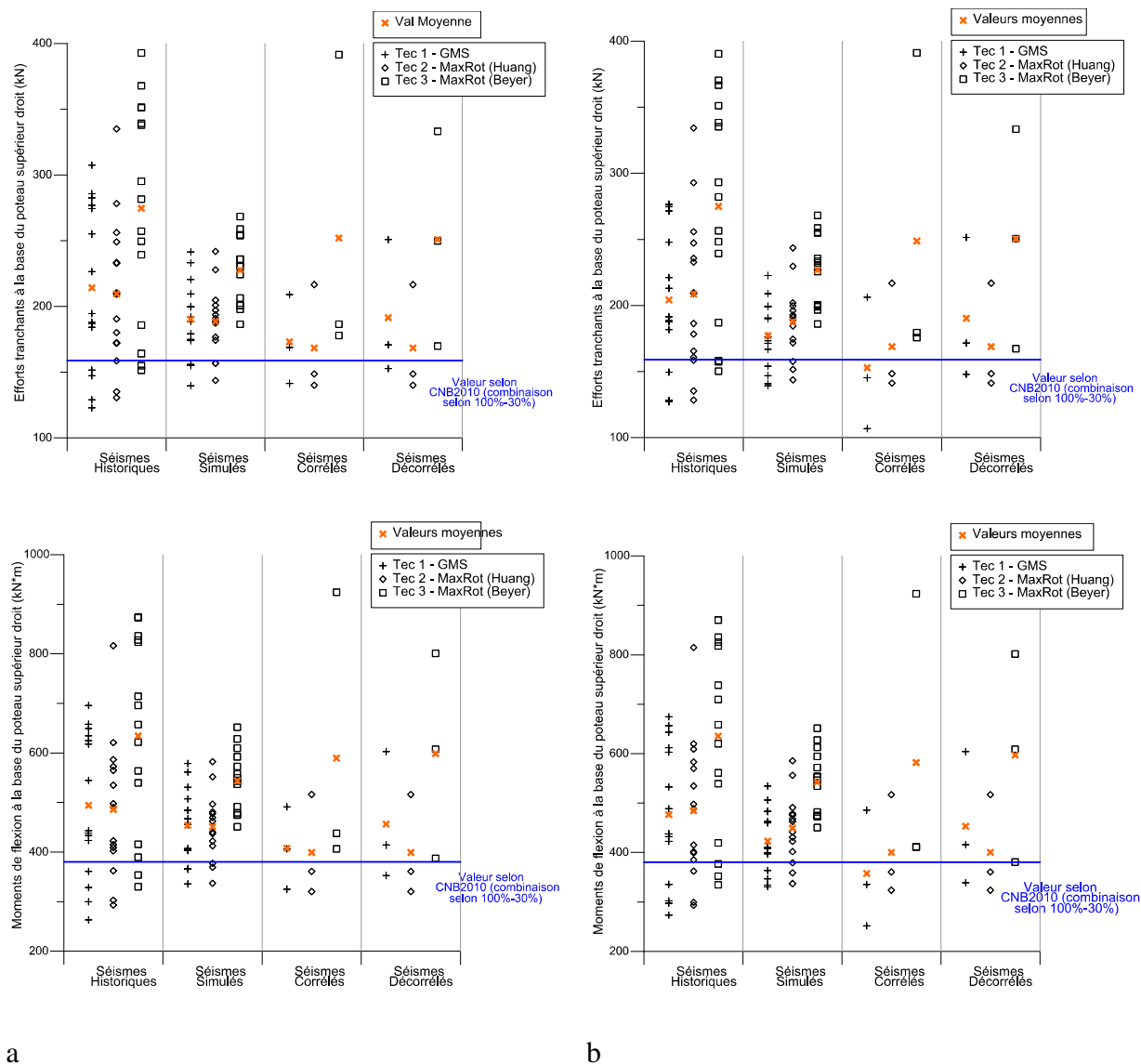


Figure 4-6 Cisaillements et moments de flexion dans le poteau A pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3

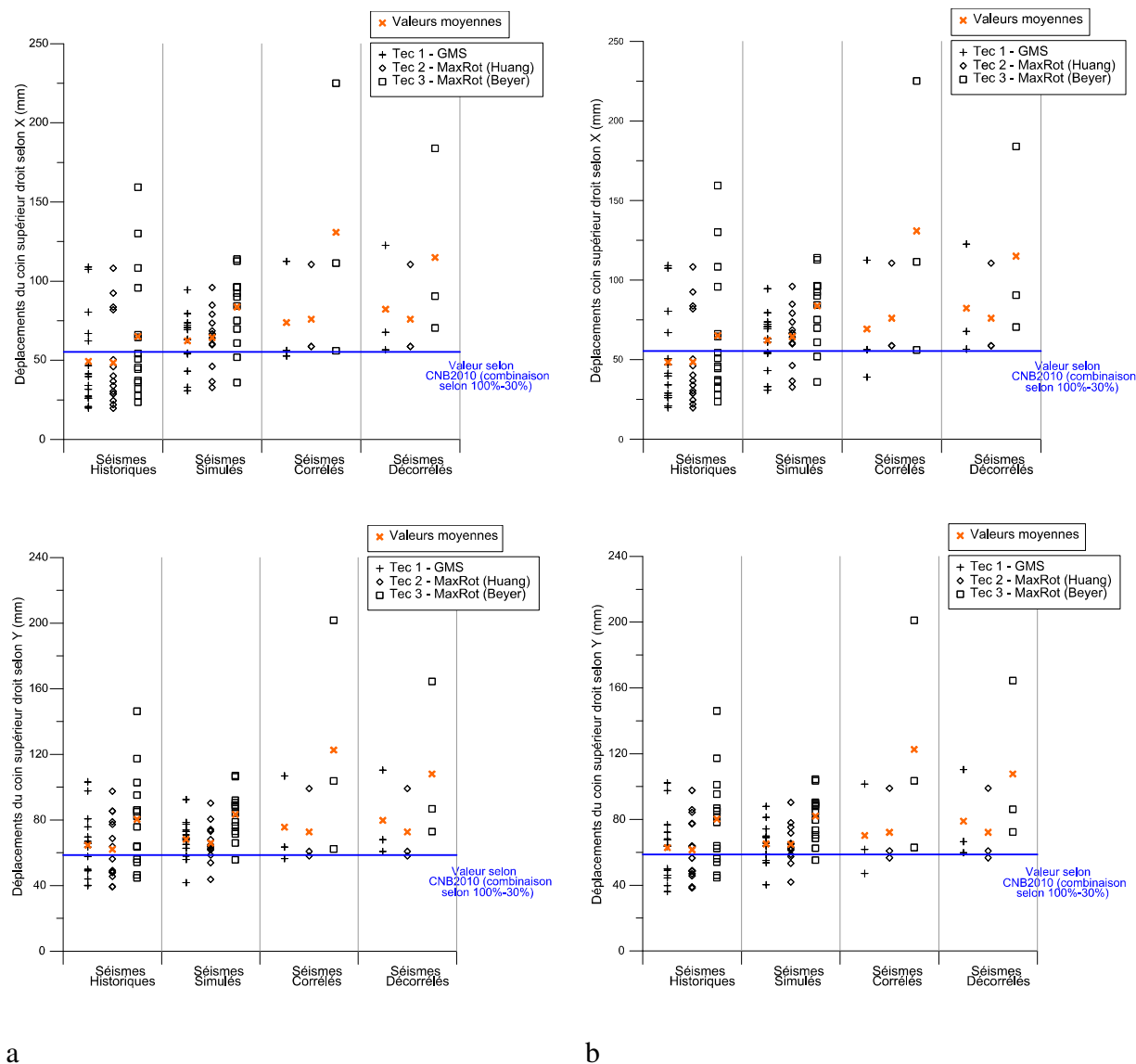


Figure 4-7 Déplacements du toit au coin supérieur droit (pour les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3

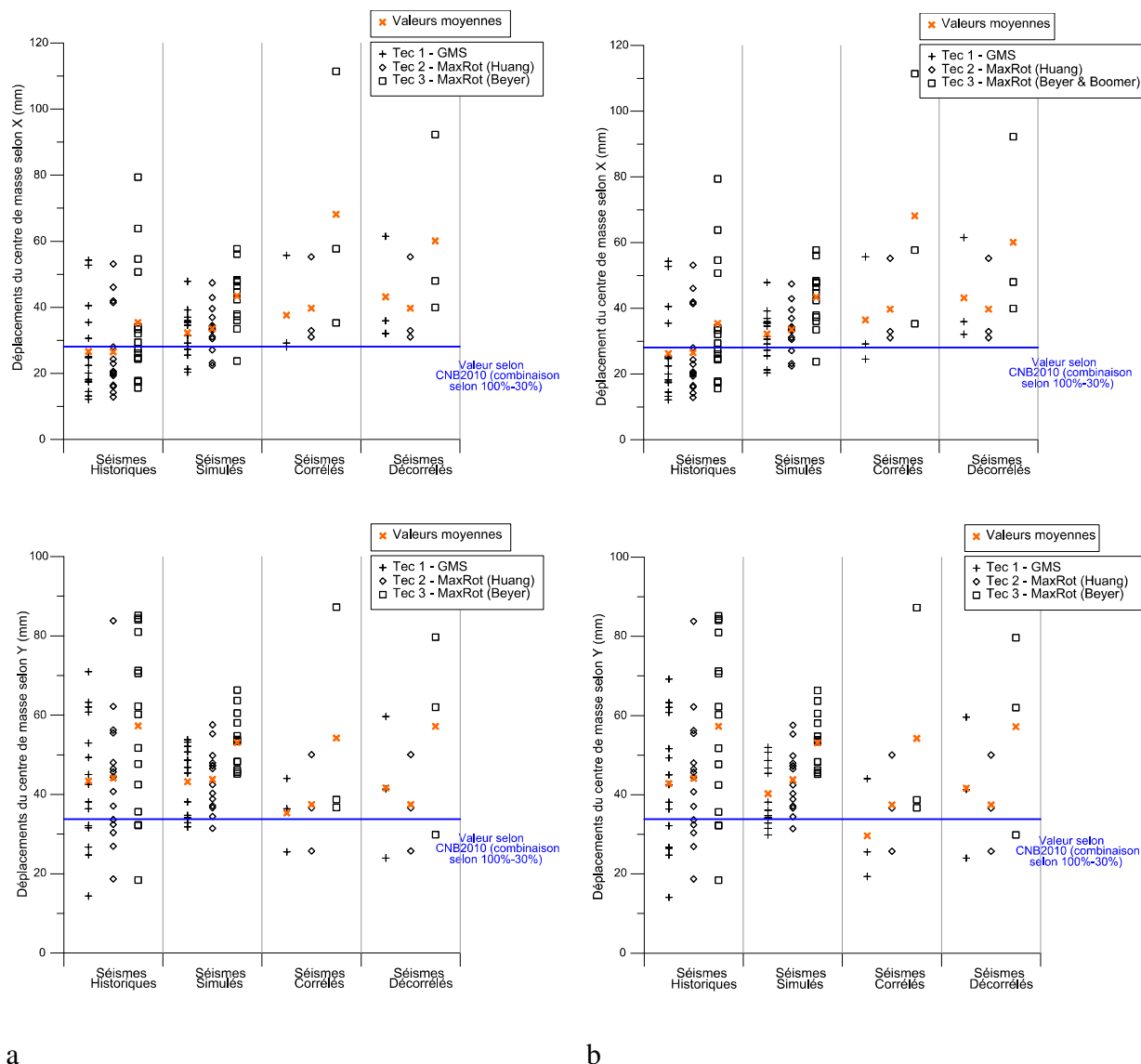


Figure 4-8 Déplacements du centre de masse au toit (pour les directions X et Y) pour les méthodes (a) SRSS et (b) CQC3

Méthode SRSS

L'analyse des résultats nous permet de tirer quelques conclusions quant à l'utilisation de la méthode de combinaison directionnelle SRSS.

- Dans un premier temps, on remarque que la décorrélation des deux composantes sismiques horizontales n'affecte pas significativement les résultats. En effet, peu importe la technique d'étalonnage utilisée, la décorrélation fait varier la dispersion des résultats, mais la moyenne des 3 accélérogrammes décorrelés ne semble pas varier significativement. De plus pour la technique

d'étalonnage 4, celle impliquant le spectre *MaxRot* et un facteur à appliquer au *UHS*, on remarque que la décorellation n'a aucun effet sur les données.

- Au niveau du type d'enregistrement sélectionné, on remarque que les secousses sismiques simulées présentent une distribution beaucoup moins étendue que celles des secousses historiques.

- L'analyse des résultats pour les différents angles d'application des charges sismiques permet de conclure que l'angle d'incidence a un léger effet sur les résultats ce qui permet de conclure que la méthode SRSS n'est pas totalement indépendante du système d'axe choisi.

- Finalement, on remarque que la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) génère des résultats plus élevés que les deux autres méthodes qui, quant à elles, semblent générer des résultats semblables. On remarque aussi que la technique 3 (*MaxRot – Huang*) produit des résultats légèrement moins dispersés que les deux autres méthodes.

- On compare ensuite les résultats obtenus par les analyses modales sismiques aux valeurs obtenues en combinant les réponses issues du code selon la règle de combinaison 100%-30%. En général, on remarque que les résultats moyens sont supérieurs aux valeurs obtenues selon la norme. La différence entre les résultats et le code est moins importante pour les séismes simulés. Toutefois, pour les déplacements du coin et le déplacement du centre de masse, les séismes simulés génèrent des résultats légèrement plus près de la valeur de la norme. Pour le cisaillement à la base selon l'axe X, la différence entre la valeur moyenne et la valeur issue du code est très importante. Cette différence peut être expliquée par les valeurs tirées des accélérogrammes de Miramichi et de VDB-OT008 qui semblent être erronées (pour ces deux séismes, un facteur d'étalonnage vraiment élevé est utilisé ce qui pourrait expliquer la source de l'erreur).

CQC3

L'analyse des résultats obtenus en utilisant la règle CQC3 pour la combinaison des réponses spectrales de la banque de séismes nous permet de tirer certaines conclusions intéressantes. On remarque que, pour les deux méthodes de combinaison directionnelle utilisée, les réponses structurales étudiées sont quasi identiques. On remarque une légère différence, surtout au niveau des efforts, mais cette différence est bien moindre que celle engendrée par le choix de la technique. Comme expliqué précédemment ceci pourrait être dû au fait que la réponse structurale est presque totalement dictée par une seule direction d'application des forces et donc que la

composante orthogonale, n'influence que très peu les résultats. Les conclusions à tirer seront donc très semblables à ceux tirés des analyses réalisées par méthode SRSS.

- Dans un premier temps, on remarque que, comme pour la règle SRSS, les séismes simulés génèrent des résultats beaucoup moins dispersés que les séismes historiques.
- Peu importe le système d'axe choisi, les résultats obtenus sont toujours les mêmes, ce qui implique que la méthode CQC3 est bien indépendante du système d'application des sollicitations.
- Pour les réactions à la base et les efforts dans le poteau nord-est, les séismes simulés présentent des valeurs en général un peu moins élevées que pour les séismes historiques.
- La décorrélation des séismes, comme pour la méthode de combinaison SRSS, n'affecte pas significativement les résultats. En effet, on peut voir une légère augmentation par rapport à la valeur moyenne des séismes non décorrélés, mais celle-ci est beaucoup moins importante que les variations issues du choix de la technique d'étalonnage.
- Finalement, on observe aussi que la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) semble, en général, générer des résultats qui sont plus élevés que ceux obtenus par les deux autres techniques.
- Si on compare maintenant les valeurs obtenues à celles issues du code (combinées avec la règle de combinaison directionnelle 100%-30%), on remarque que les conclusions sont fonction des paramètres étudiés. En effet, pour les réactions à la base, le code sous-estime jusqu'à 2 fois les valeurs obtenues par les analyses modales sismiques. Au niveau des efforts dans le poteau nord-est, les analyses modales sismiques semblent, en moyenne, produire des résultats semblables à ceux issus du code. Tandis que la moyenne des séismes historique est supérieure à la valeur du code, celle des séismes simulés lui est légèrement inférieure. Finalement pour les déplacements, sauf pour les déplacements du centre de masse dans la direction *Y*, le code surestime beaucoup (jusqu'à 3 fois) les déplacements issus des analyses sismiques. Pour le déplacement selon l'axe *Y* du centre de masse, le code génère des valeurs qui sous-estime celles issues du code.

Analyses temporelles

Dans le but de confronter les résultats obtenus antérieurement, une série d'analyses sismiques temporelles ont été réalisées. La banque de données de 35 enregistrements qui a été développée précédemment a été utilisée en appliquant chacune des trois techniques d'étalonnage bidirectionnel retenues. L'utilisation d'analyses transitoires nous permet de nous affranchir de

l'utilisation d'une règle de combinaison directionnelle (SRSS, CQC3, etc.) et donc d'évaluer l'efficacité de ces méthodes. Les principaux paramètres et hypothèses utilisées pour la réalisation des analyses temporelles sont:

- Utilisation de la méthode temporelle d'intégration numérique modale.
- Un pas d'intégration de $t/10$ (t étant le pas d'enregistrement) a été utilisé pour l'ensemble des analyses. Afin de valider cette hypothèse le séisme avec le pas de temps d'enregistrement le plus grossier, soit l'enregistrement de *Lytle Creek* synthétiser à 0.02 s, a été évalué à différent pas de temps d'intégration. Les résultats obtenus démontrent que pour l'évaluation du cisaillement à la base, avec un pas de temps de $t/10$ il y a convergence avec une erreur de moins de 0.05% par rapport aux mêmes paramètres évalués avec un pas de temps deux fois plus raffiné ($t/20$).
- Un amortissement constant pour chaque mode de 5% a été considéré.

L'ensemble des analyses a été réalisé en considérant un angle du séisme par rapport au bâtiment variant de 0° à 180° par incréments de 10° . Afin de faciliter l'interprétation des résultats, les analyses ont été réalisées sans considérer de torsion accidentelle. Les valeurs moyennes pour chaque catégorie de séisme sont présentées dans les graphiques suivants (croix orange) ainsi que la valeur moyenne obtenue précédemment, pour la même catégorie, avec la règle de combinaison directionnelle CQC3. Les résultats issus de la règle de combinaison directionnelle SRSS ne sont pas présentés puisque, tel que mentionné précédemment, ils ne présentent qu'une différence négligeable avec ceux obtenus par la règle CQC3.

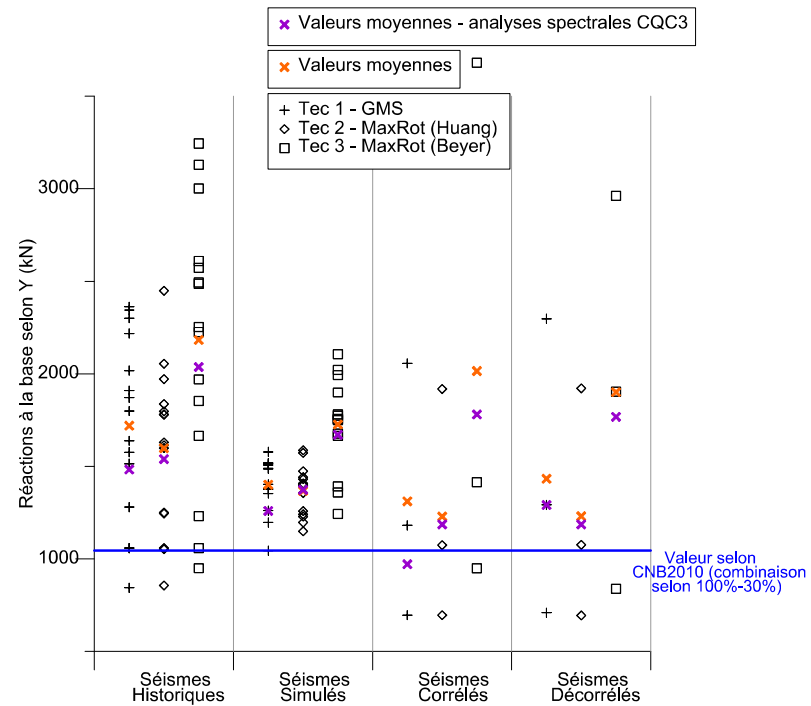
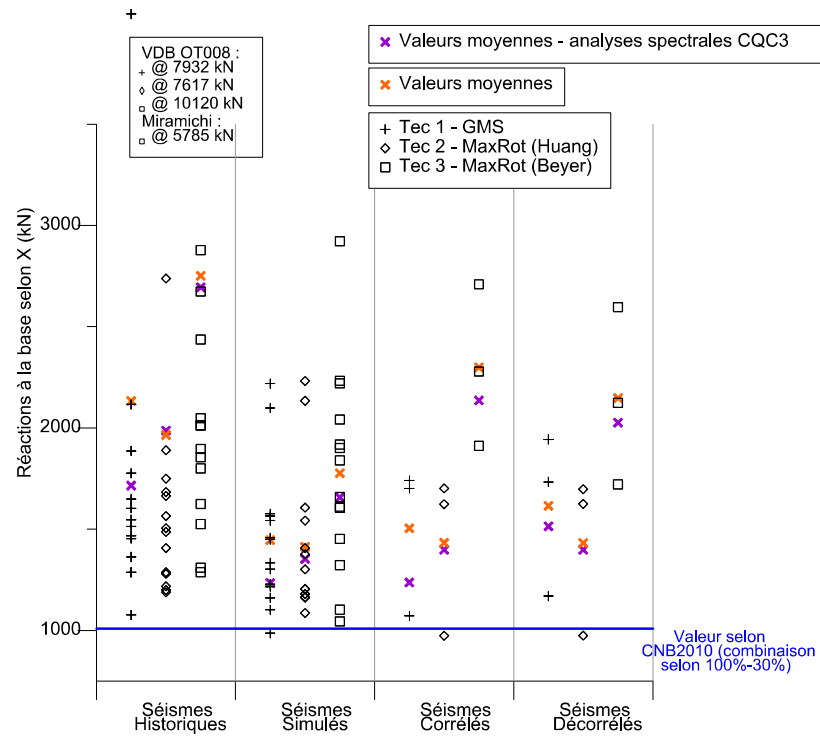


Figure 4-9 Réactions à la base du bâtiment (dans les directions X et Y)

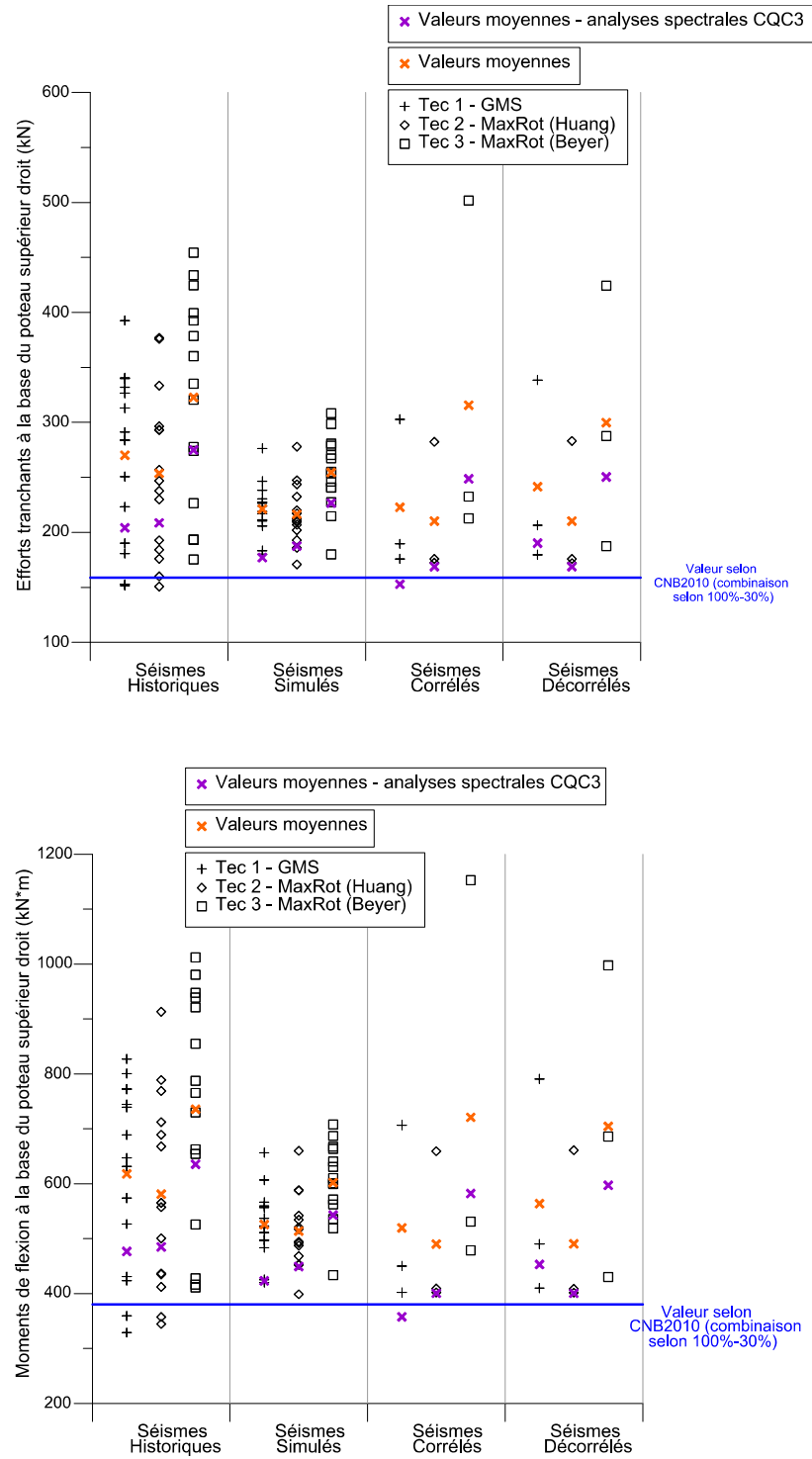


Figure 4-10 Cisaillements et moments de flexion dans le poteau A

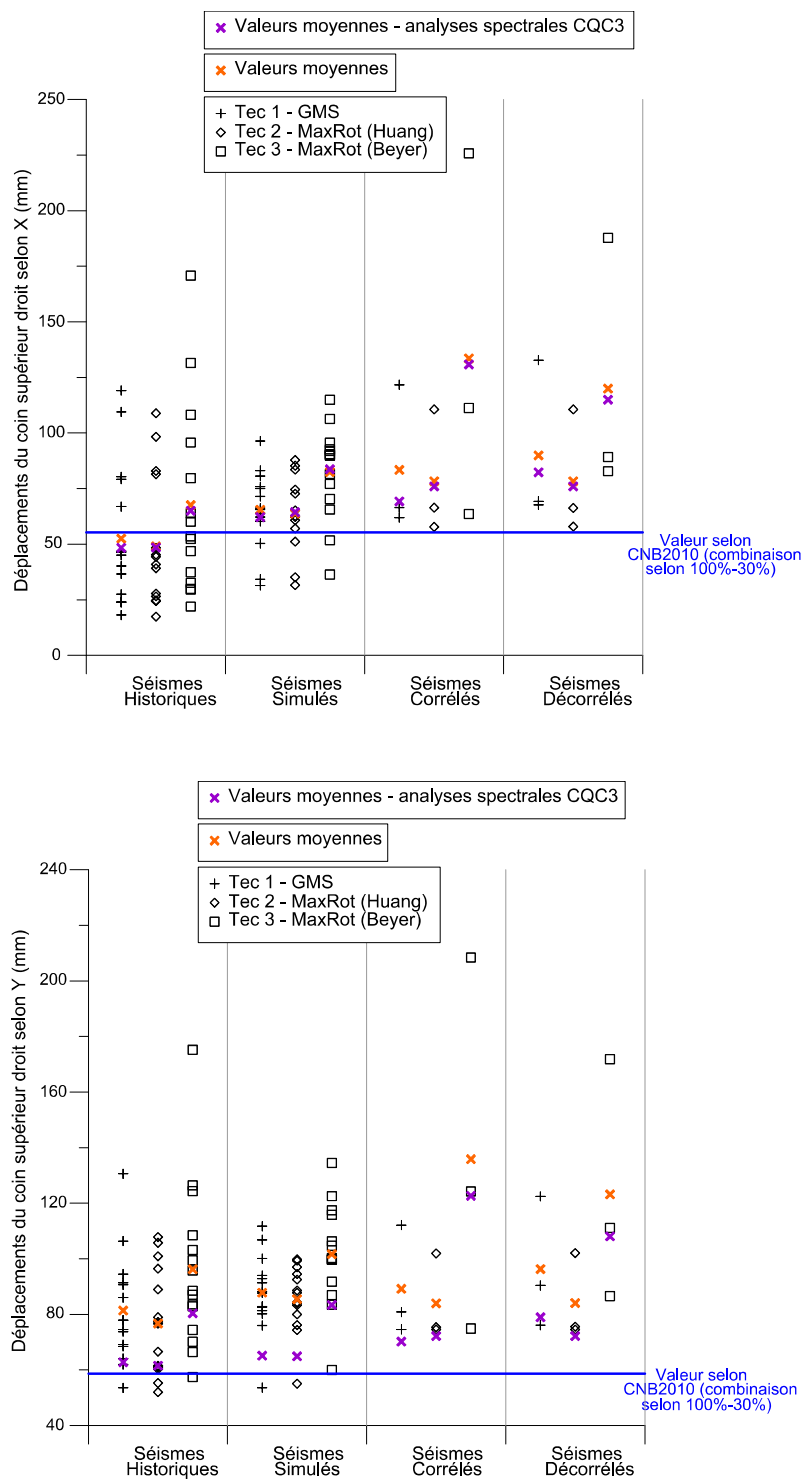


Figure 4-11 Déplacements du toit au coin nord-est (pour les directions X et Y)

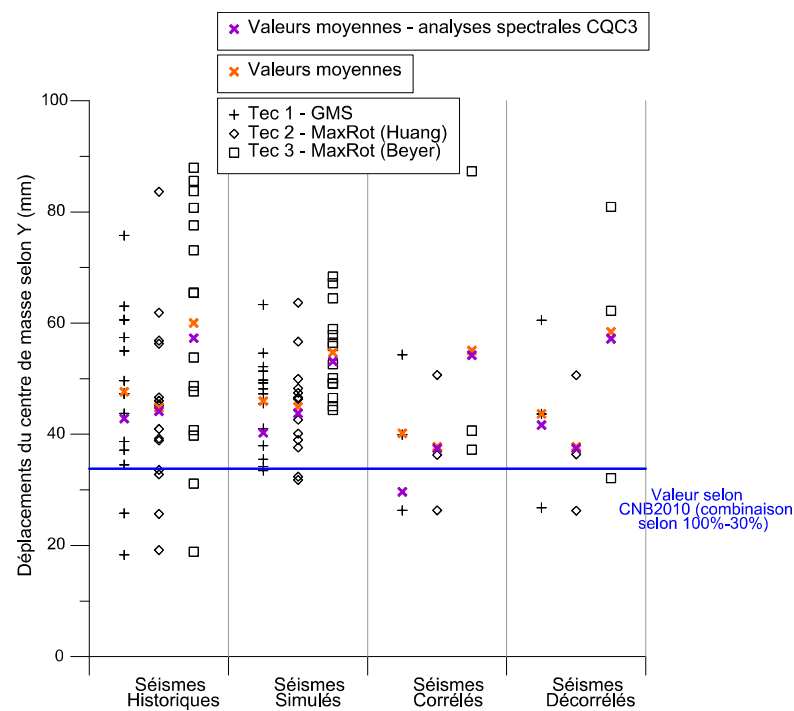
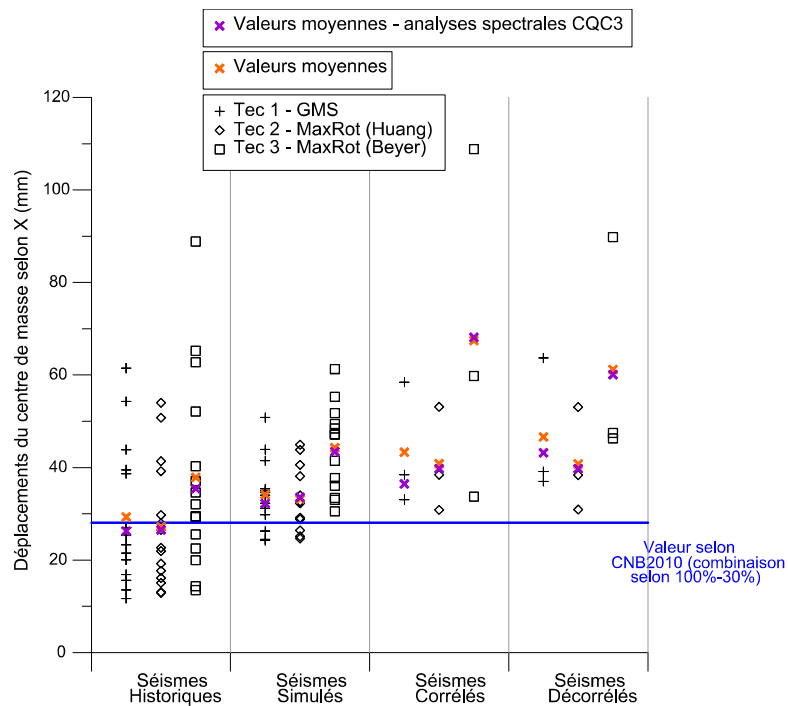


Figure 4-12 Déplacements du centre de masse au toit (pour les directions X et Y)

L'analyse des résultats obtenus par intégration temporelle nous permet de confirmer certaines conclusions obtenues précédemment, en particulier :

- La technique 3 (*MaxRot – Beyer*) génère des résultats qui sont généralement plus conservateurs que les deux autres techniques à l'étude.
- La décorrélation des enregistrements utilisés semble n'avoir qu'un effet mineur sur la dispersion des résultats et n'avoir aucun effet lors de l'utilisation de la technique 2 (*MaxRot – Huang*).
- Les séismes simulés semblent générer une réponse avec une distribution moins étalée que les séismes historiques.
- Puisqu'en général les analyses temporelles génèrent des résultats plus élevés que ceux obtenus par les analyses spectrales, il y a donc une différence plus importante entre ceux-ci et les résultats obtenus par l'application du *CNB 2010*.

Les conclusions les plus intéressantes sont toutefois la comparaison entre les résultats ultérieurs, qui nécessite l'utilisation d'une règle de combinaison directionnelle et ceux obtenus par l'intégration temporelle des enregistrements sismiques. On remarque que dans la plupart des cas, les résultats obtenus à l'aide de règle de combinaison directionnelle sont inférieurs à ceux obtenus par l'intégration temporelle. Dans certains cas, la différence peut être de l'ordre de 30% ce qui est très significatif. Pour la technique 2 (*MaxRot – Huang*), l'écart entre les valeurs moyennes semble moins important que pour les deux autres méthodes. La technique 1 (*GMS*) semble, quant à elle, générer la plus grande différence.

4.8 Conclusion

Les analyses structurales sismiques sur un bâtiment simple de 3 étages présentant des SRFS alignés non orthogonalement ont permis de tirer plusieurs conclusions quant à la prise en considération de la bidirectionnalité des secousses sismiques. L'utilisation de deux techniques d'estimation de l'angle critique a été étudiée et a permis d'établir que chacune des méthodes, dans le cas de notre bâtiment, génère des résultats similaires. Dans les deux cas, le système d'angle critique obtenu correspond au système X-Y.

L'application de la méthode statique a permis de montrer que l'utilisation de la règle de combinaison 100%-30% peut engendrer une augmentation des valeurs des paramètres structuraux étudiés allant jusqu'à 15% par rapport aux analyses unidirectionnelles.

L'utilisation de la méthode modale du spectre de réponse, effectué selon le CNB2010 (considérant seulement les orientations des SFRS), peut, quant à elle, générer des résultats présentant une différence allant jusqu'à 20% si la règle de combinaison 100%-30% n'est pas utilisée. D'autres analyses utilisant les mêmes spectres et torsions accidentelles ont été réalisées, mais en balayant incrémentalement les angles d'application des sollicitations sismiques. Ces analyses ont permis de démontrer que de ne considérer que les systèmes d'axes de SFRS d'un bâtiment peut mener à une erreur d'au plus 10% et que si un seul système aléatoire est considéré, cette erreur peut aller jusqu'à 20%. De plus, le calcul des forces de torsion accidentelle pour les analyses spectrales a permis de mettre à jour que l'interprétation de la norme peut mener à une d'importante différence dans la valeur finale choisie. En effet, la valeur de la torsion accidentelle peut varier de $2.4 \cdot F_{\text{stat eq}}$ à $3.9 \cdot F_{\text{stat eq}}$ en fonction de l'angle choisi pour évaluer D_n .

L'application de deux autres règles de combinaison directionnelle, soit la règle CQC3 et la règle SRSS, a permis d'étudier la validité de la règle 100%-30% utilisé par le CNB. Les deux règles étudiées génèrent des résultats légèrement supérieurs à ceux obtenus par la méthode 100%-30%. Toutefois, les analyses ayant été menées avec une valeur maximale de torsion accidentelle, il est probable que les valeurs obtenues en considérant une torsion accidentelle moyenne seraient inférieures aux valeurs obtenues par le code. Le ratio entre les spectres majeurs et mineurs semble n'avoir qu'une légère influence sur les réponses obtenues.

Finalement, des analyses temporelles avec les enregistrements sismiques ont été réalisées. Deux types d'analyses ont été retenus; dans un premier temps, des analyses spectrales utilisant les spectres des enregistrements sismiques et les règles de combinaison SRSS et CQC3 ont réalisé. Ceux-ci ont permis de déterminer que le choix de la règle de combinaison ne semble pas avoir un effet important sur les résultats. D'un autre côté, la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) semble générer des résultats beaucoup plus élevés que les deux autres techniques. Au niveau de la décorrélation, celle-ci a peu d'effet sur les résultats moyens obtenus. Les séismes simulés, quant à eux, semblent produire des résultats avec une dispersion moins importante que les séismes historiques. Finalement, comparativement aux résultats obtenus selon les dispositions du CNB2010 (utilisant

la règle de combinaison 100%-30%). Les analyses spectrales génèrent des résultats légèrement supérieurs.

La seconde série d'analyses avec les enregistrements sismiques, réalisée à l'aide d'analyse de type temporelle, a permis d'évaluer l'efficacité des règles de combinaison SRSS et CQC3. Dans un premier temps, les valeurs obtenues dans le cadre des analyses temporelles sont plus élevées que celle obtenue précédemment par les analyses spectrales. La différence, pour certains paramètres, est relativement importante (de l'ordre de 30%). Les analyses temporelles génèrent ainsi des résultats qui sont supérieurs à ceux produits par les provisions du *CNB 2010*. Les autres conclusions, concernant la décorrélation, le type de séisme et les techniques d'étalonnage, tirés dans le cadre des analyses spectrales ont aussi été confirmées par les analyses temporelles.

CHAPITRE 5 ANALYSES SISMIQUES LINÉAIRES ET NON-LINÉAIRES TRIDIMENSIONNELLES : BÂTIMENT AVEC SRFS ORTHOGONAL

5.1 Introduction

Afin de valider et de compléter les résultats obtenus au chapitre 4, un bâtiment existant est modélisé et différentes analyses sismiques sont réalisées sur celui-ci. Le bâtiment choisi est le même que celui utilisé par Panneton et al. (2006) pour l'analyse du comportement sismique des murs de refend en béton armé. Certaines modifications sont toutefois apportées à la modélisation réalisée par ce dernier afin d'adapter le bâtiment aux analyses réalisées dans le contexte du présent mémoire. Ainsi, toute la section du sous-sol est supprimée et le modèle prenant en considération les ouvertures dans les éléments du *SRFS* est sélectionné.

Suite aux conclusions tirées lors des chapitres antérieurs, un nombre restreint de paramètres sont étudiés. Ainsi, seuls les séismes simulés tirés de la banque de données d'Atkinson (2009b) sont utilisés pour les analyses transitoires. De plus, pour les analyses spectrales, seules les méthodes SRSS et CQC3 avec un facteur entre les spectres horizontaux respectivement de $\gamma = 1.0$ et $\gamma = 0.80$ sont étudiés.

Une fois le bâtiment décrit, les différentes hypothèses de modélisation sont expliquées. Ensuite, les résultats des analyses selon les prescriptions du CNB 2010 (méthode statique équivalente et méthode modale du spectre de réponse) sont présentés. Dans un troisième temps, les résultats d'analyses linéaires utilisant différentes techniques pour prendre en considération les effets bidirectionnels sismiques sont exposés. Finalement, une série d'analyses non linéaires est réalisée, les hypothèses supplémentaires pour la réalisation de celles-ci ainsi que les résultats sont présentés.

5.2 Description du bâtiment

La structure étudiée est un bâtiment résidentiel de 8 étages abritant 135 unités de logements et est situé à Montréal. Le système de reprise des forces sismiques est composé de 4 murs de refends ainsi que de 3 noyaux de béton (Figure 5-2). Le système de reprise des charges gravitaires, quant à lui, est un système de type dalle et poteau sauf au 8^e étage, où il y a présence

de poutres. Le bâtiment a une hauteur totale, à partir du niveau du sol, de 23.2 m. La hauteur des différents étages est présentée au Tableau 5-1. Un sous-sol servant de stationnement est aussi situé sous le bâtiment.

Tableau 5-1 Hauteur de chaque étage

Étage	Hauteur (m)
8	2.997
7	2.997
6	2.769
5	2.769
4	2.769
3	2.769
2	2.769
Rez-de-chaussée	3.378



Figure 5-1 Bâtiment étudié

morte est considérée uniforme sur la superficie du plancher afin de faciliter le calcul de la position du centre de masse. Pour les chargements gravitaires, la combinaison $1.0*D + 0.5*L$ est utilisée pour les étages 1 à 8 et la combinaison $1.0*D + 0.25*S$ pour le toit. Pour le cas de charge vive, un facteur de réduction des charges est utilisé. Celui-ci est donné par

$$F_r = 0.3 + (9.8/A)^{0.5} \quad (3.21)$$

où A correspond à l'aire tributaire en mètre carré.

Afin d'établir les masses de chaque étage, seule la charge morte est considérée. Pour chaque étage, la totalité de la masse de celui-ci est concentrée au centre de masse. Pour chaque plancher, des masses translationnelles sont définies dans les axes X et Y et une masse rotationnelle est définie autour de l'axe Z. Cette dernière est calculée en découpant la superficie du plancher en plusieurs morceaux pour ensuite trouver l'inertie rotationnelle de chaque section simple. Les résultats pour les forces gravitaires sur le mur 7 et les masses sur l'ensemble du bâtiment sont présentés au Tableau 5-2 Masses et charges gravitaires.

Tableau 5-2 Masses et charges gravitaires

Étage	Masse – translation (Mg)	Masse - rotation (Mg*m ²)	Charge gravitaire - mur 7 (kN)
Toit	3038.2	2379922	242
8	2155.5	1688641	486
7	2155.5	1688641	495
6	2155.5	1688641	453
5	2155.5	1688641	452
4	2155.5	1688641	452
3	2155.5	1688641	451
2	2155.5	1688641	451

5.3.2 Modélisation structurale

La première modification apportée au bâtiment a été de supprimer le sous-sol et d'encasturer chacun des murs de refend au niveau du sol. De plus, le poteau de gravité permettant de modéliser les effets P-delta a été supprimé. Ceci a été réalisé suite aux études de Panneton et

al. (2006) qui ont démontré que la prise en compte des effets P-delta avait un impact négligeable sur la réponse structurale.

Les planchers sont modélisés par des diaphragmes rigides et ils sont donc libres de se déplacer dans les axes X et Y et de tourner autour de l'axe Z. De plus, seules les composantes du SFRS sont modélisées. L'apport des composantes structurales secondaires (poteaux de gravités, poutres, etc.) et des composantes non structurales est considéré négligeable.

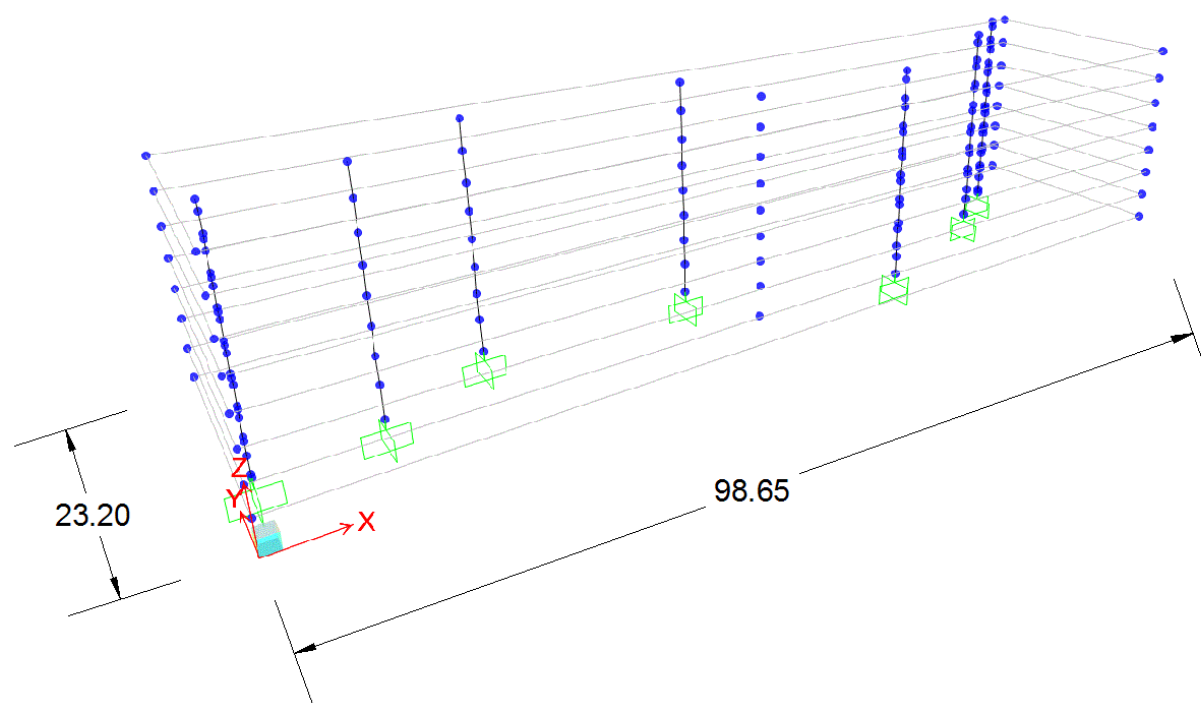


Figure 5-3 Modélisation structurale (SAP2000)

5.3.3 Murs de refend

Les murs de refend (incluant les noyaux) sont modélisés selon une méthode qui permet de représenter les murs par un élément poutre. Cette méthode a pour principe de base de construire un modèle par éléments finis qui servira ensuite à calibrer le modèle avec des éléments poutres. La calibration a été effectuée par Panneton et al. (2006), les principales hypothèses qui ont été utilisées sont :

- Les ouvertures dans les murs sont considérées en incorporant, pour un même étage, des éléments poutres avec des propriétés différentes.

- Les rigidités considérées sont la rigidité flexionnelle (EI), la rigidité en cisaillement (GA) ainsi que la rigidité en torsion (J).
- Les propriétés du béton utilisées pour l'ensemble des murs sont une résistance à la compression $f'_c=30$ MPa ainsi qu'une limite élastique de l'acier d'armature $f_y=400$ MPa.
- Le coefficient de Poisson utilisé pour l'ensemble des murs est de 0.2.
- L'aire en cisaillement des sections de mur est égale à 5/6 de l'aire brute pour les murs et à l'aire de l'âme des sections pour les noyaux (dans la direction d'application des charges E-O du bâtiment).
- Puisque le système a été conçu afin de présenter un comportement ductile, les valeurs de R_d et R_0 utilisées pour les analyses sont respectivement de 3.5 et 1.6.
- Les effets de fissuration du modèle « bâton » sont considérés en réduisant de 30% le moment d'inertie brute des sections.
- La déformation axiale des murs est considérée négligeable. Ainsi, une aire de section très élevée a été affectée à chacun des murs.

5.3.4 Sollicitations sismiques

Puisque le bâtiment, comme celui étudié dans le chapitre 4, est situé à Montréal, le spectre de calcul (qui sert aussi de spectre cible pour l'étalonnage) est le même que précédemment. Toutefois, puisque la période fondamentale de vibration du bâtiment a légèrement changé, la plage de période utilisée pour l'étalonnage diffère légèrement. Les bornes utilisées sont définies par les recommandations du CSRN (2012) soit par :

$$\begin{aligned} T_{upper} &= \max(2 \cdot T_1, 1.5) = \max(2 \cdot 1.23, 1.5) = 2.46s. \\ T_{lower} &= \min(T(90\% \text{ masse modale effective mobilisée}), 0.2s) = 0.19s. \end{aligned} \quad (3.22)$$

Finalement, pour les analyses transitoires, seuls les séismes simulés précédemment sélectionnés sont utilisés (7 paires de magnitude 6 à 30 km et 7 paires de magnitude 7 à 100 km). Aucune décorrélation n'est réalisée sur les accélérogrammes. Ceci est motivé par deux facteurs; dans un premier temps, les paires ne présentent pas, de façon inhérente, une grande corrélation. Deuxièmement, les conclusions tirées au chapitre 4 ont démontré que la décorrélation a peu d'effets sur la réponse structurale. Tout comme au chapitre 4, les techniques d'étalonnage bidirectionnel 1 (*GMS*), 2 (*MaxRot – Huang*) et 3 (*MaxRot – Beyer*) sont utilisées afin de générer des paires d'enregistrements sismiques compatibles avec le UHS du CNB 2010.

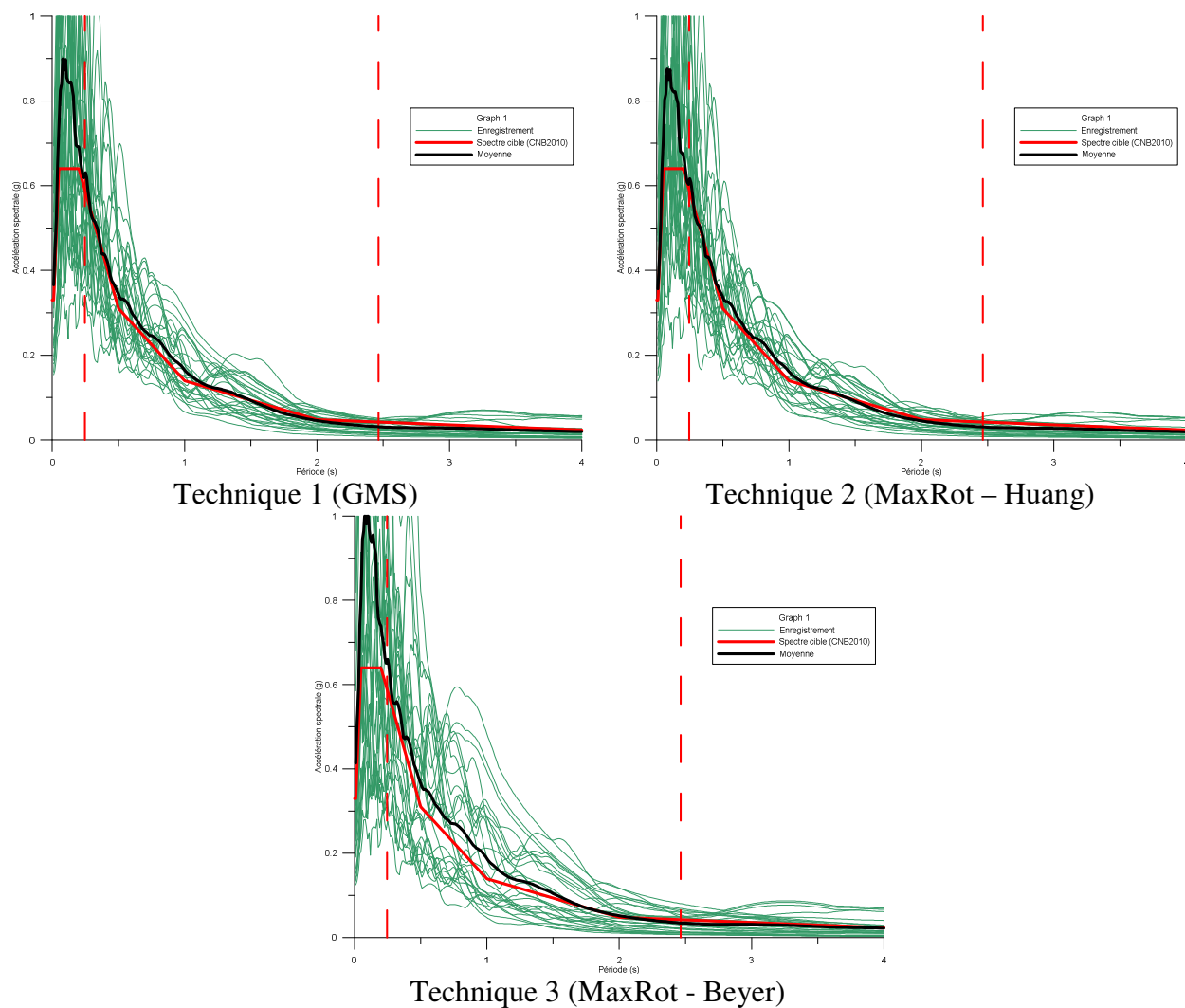


Figure 5-4 Spectres élastiques des séismes utilisés étalonnés selon les 3 techniques retenues.

5.4 Caractéristiques dynamiques

La réalisation d'une analyse modale dans laquelle tous les degrés de liberté globaux du bâtiment sont débloqués permet d'obtenir les modes de vibrations décrits au Tableau 5-3.

Tableau 5-3 Premiers mode de vibration du bâtiment

	Période (s)	Mouvement prédominant
Mode 1	1.23	Translation selon l'axe Y
Mode 2	1.06	Translation selon l'axe X
Mode 3	0.93	Torsion
Mode 4	0.24	Translation selon l'axe Y
Mode 5	0.22	Translation selon l'axe X
Mode 6	0.19	Torsion

On remarque la présence dans les premiers modes (3 et 6) de modes de vibration en torsion, ce qui peut laisser présager un comportement torsionnel important pour ce bâtiment ($B > 1.7$).

Tableau 5-4 Masse modale effective cumulée

	Translation X	Translation Y	Torsion Z
Mode 1	2.4%	52.3%	60.2%
Mode 2	60.5%	59.7%	67.2%
Mode 3	69.8%	69.1%	68.9%
Mode 4	72.0%	84.3%	85.9%
Mode 5	89.9%	88.1%	90.4%
Mode 6	91.9%	91.2%	90.9%
Mode 24	100.0%	100.0%	100.0%

L'étude des masses modales effectives cumulées issues de l'analyse modale nous permet aussi d'apprécier l'importance de la torsion pour le bâtiment. En effet, dès le premier mode, plus de 60% de la masse modale effective en torsion est mobilisée. On remarque aussi que dès le 6^e mode, plus de 90% de la masse modale effective est mobilisée dans toutes les directions. Finalement, afin de valider que les analyses prennent en considération tous les modes, les masses modales effectives cumulées au 24^e mode ont été rapportées. Puisque les planchers sont modélisés par des diaphragmes rigides qui possèdent 3 degrés de liberté et que le bâtiment

compte 8 planchers (incluant le toit), l'utilisation de 24 modes (8 planchers x 3 DDL) devrait donc mobiliser la totalité de la masse modale effective; ce qui est le cas.

5.5 Analyse sismique linéaire- méthode statique équivalente (MSE)

Dans un premier temps, la méthode statique équivalente (MSE), définie selon le CNB2010, est appliquée. Celle-ci permet, en outre, de calculer le facteur B qui représente la sensibilité à la torsion du bâtiment. Dans un deuxième temps, le cisaillement à la base obtenu par la MSE nous permet de calibrer les analyses spectrales. Finalement, la MSE permet aussi de calculer les couples de torsions accidentelles qui sont ajoutés aux charges sismiques.

5.5.1 Calcul de V

Dans un premier temps, la période fondamentale de vibration du bâtiment est établie. Pour ce faire, seuls les degrés de liberté en translation sont débloqués lors de l'analyse modale. La période ainsi obtenue est :

$$T_{\text{mod}} = 1.15 \text{ s} \quad (3.23)$$

Dans un second temps, on calcule la période empirique donnée par le code pour les bâtiments à mur de refend :

$$T_{\text{emp}} = 0.05h^{0.75} = 0.53 \text{ s} \quad (3.24)$$

Puisque le code nous permet d'utiliser une période qui n'est pas supérieure à deux fois la période empirique, la période pour les analyses sera donc :

$$T_1 = \min(2 \cdot T_{\text{emp}}, T_{\text{mod}}) = \min(1.06, 1.15) = 1.06 \text{ s} \quad (3.25)$$

On calcule ensuite le cisaillement à la base V selon :

$$\begin{aligned} V &= \frac{S(T_a) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d \cdot R_0} = \frac{0.135 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 177817}{3.5 \cdot 1.6} = 4382.3 \text{ kN} \\ V &\geq \frac{S(4.0) \cdot M_v \cdot I_E \cdot W}{R_d \cdot R_0} = \frac{0.024 \cdot 1.0 \cdot 1.0 \cdot 177817}{3.5 \cdot 1.6} = 2286.2 \text{ kN} \\ V &\leq \frac{2 \cdot S(0.2) \cdot I_E \cdot W}{R_d \cdot R_0} = \frac{2 \cdot 0.64 \cdot 1.0 \cdot 177817}{3.5 \cdot 1.6} = 13547.9 \text{ kN} \end{aligned} \quad (3.26)$$

On obtient ainsi une force sismique latérale $V = 4382.3 \text{ kN}$.

La charge sismique latérale est ensuite distribuée sur l'ensemble des étages du bâtiment selon :

$$F_x = \frac{(V - F_t) \cdot W_x \cdot h_x}{\sum_{i=x}^n W_i \cdot h_i} \quad (3.27)$$

De plus, il est possible de calculer les couples de torsion accidentelle qui seront appliqués à chaque étage du bâtiment. Pour ce faire, on utilise le paramètre D_x qui représente la plus grande dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction d'application de la charge. Dans le cas de ce bâtiment, ces dimensions correspondent à :

D_x (charges appliquées selon l'axe X) = 38.10 m.

D_x (charges appliquées selon l'axe Y) = 98.65 m.

Les couples de torsion accidentelle à appliquer à chaque étage sont ensuite obtenus selon :

$$T_i = 0.1 \cdot D_x \cdot F_i \quad (3.28)$$

Le Tableau 5-5 présente la distribution des forces sismiques sur chaque étage ainsi que les couples de torsion accidentelle pour les analyses selon les axes X et Y.

Tableau 5-5 Distribution verticale des charges sismiques et couples de torsion accidentelle

	Force sismique (kN)	T. acc. selon X (kN*m)	T. acc. selon Y (kN*m)
Toit	1481.8	5645.7	14618.6
8	715.0	2724.0	7053.3
7	608.9	2319.8	6006.8
6	510.9	1946.7	5040.6
5	413.3	1574.8	4077.8
4	315.4	1201.7	3111.6
3	217.5	828.5	2145.3
2	119.5	455.3	1179.0
RDC	0.0	0.0	0.0

5.5.2 Calcul du coefficient de sensibilité à la torsion B

L'application des charges statiques équivalentes nous permet de calculer le facteur B pour l'ensemble du bâtiment. Celui-ci s'obtient en calculant, pour tous les coins de chaque étage, les déplacements issus d'une application des forces statiques équivalentes à $\pm 0.1 D_x$ du centre de masse. Ces analyses se font dans les deux directions orthogonales définissant le bâtiment. Le coefficient B est obtenu par le ratio, pour chaque étage, du maximum des déplacements selon la direction d'application des forces par rapport à la valeur moyenne des quatre coins. Finalement, on détermine B en prenant la valeur maximale obtenue pour tous les étages. Le calcul du facteur B pour le bâtiment à l'étude est présenté au Tableau 5-6

Tableau 5-6 Calcul du l'indicateur de sensibilité à la torsion B

	+Dx	-Dx	+Dy	-Dy
Toit	1.10	1.01	1.16	1.72
8	1.10	1.01	1.16	1.72
7	1.09	1.01	1.16	1.72
6	1.09	1.01	1.17	1.72
5	1.09	1.01	1.17	1.72
4	1.09	1.01	1.18	1.71
3	1.09	1.01	1.19	1.70
2	1.09	1.01	1.21	1.68

Le CNB 2010 prescrit que si une des valeurs est supérieure à 1.7, le bâtiment doit être considéré sensible à la torsion. Dans notre situation, seul un des cas de charge génère des résultats qui sont supérieurs à 1.7. Dans ces cas, les résultats ne sont que très légèrement supérieurs à 1.7 ce qui laisse croire que le bâtiment n'est que légèrement sensible à la torsion.

5.5.3 Résultats MSE

Pour la suite des études, certains paramètres ont été sélectionnés afin de caractériser la réponse sismique du bâtiment. Ceux-ci comprennent :

- Les réactions à la base de la structure selon les axes X et Y,
- Les six paramètres d'effort (P , V_x , V_y , M_x , M_y , T) de la membrure à la base du mur de refend 7 (« shear wall 7 » sur la Figure 5-2),
- Le déplacement au toit du centre de masse,
- Le déplacement interétage maximal le long de l'axe vertical du centre de masse,
- Le déplacement au toit du mur de refend 7,
- Le déplacement interétage maximal le long de l'axe vertical du mur de refend 7,
- Le mur de refend 7 est sélectionné, car il est de format noyau et est situé loin des axes du centre de rotation du bâtiment.

Pour la méthode statique équivalente, les résultats obtenus sont présentés pour les analyses dans chacun des axes X et Y du bâtiment. Pour chacune des directions orthogonales étudiées, la valeur présentée correspond à la valeur maximale des combinaisons $\pm F_{\text{stat. eq.}} \pm \text{Torsion accidentelle} + \text{Charge axiale}$.

Tableau 5-7 Résultats pour la méthode statique équivalente

	Cisaillement à la base				Base du mur 7			
	Fx	Fy	Vx	Vy	P	Mx	My	T
	kN	kN	kN	kN	kN	kN*m	kN*m	kN*m
SELON X	4382.3	0.0	523.8	155.9	3482.0	2024.5	5556.1	67.2
SELON Y	0.0	4382.3	8.3	1215.6	3482.0	18328.7	212.7	107.5
MAX	4382.3	4382.3	523.8	1215.6	3482.0	18328.7	5556.1	107.5

	Centre de masse			Mur 7		
	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max
	mm	mm	%	mm	mm	%
SELON X	72.5	1.8	0.41%	70.3	12.2	0.40%
SELON Y	1.8	91.4	0.52%	2.9	113.0	0.65%
MAX	72.5	91.4	0.52%	70.3	113.0	0.65%

On remarque qu'au niveau des déplacements interétages, les valeurs obtenues sont largement inférieures à la valeur prescrite par CNB 2010 soit une valeur maximale de 2.5%.

5.6 Analyse sismique linéaire - méthode modale du spectre de réponse

Puisque le bâtiment est sensible à la torsion, le code recommande d'utiliser la méthode modale du spectre de réponses afin de réaliser l'analyse structurale. Toutefois, contrairement au bâtiment du chapitre 4, le bâtiment possède un SRFS orienté selon un seul système d'axes orthogonaux, il ne faut donc que réaliser les analyses dans ce système d'axe. Ainsi, aucune combinaison directionnelle n'est réalisée. Des analyses avec le spectre du code appliqué dans chacune des directions sont réalisées et la valeur maximale est utilisée comme valeur de conception.

Pour l'ensemble des analyses spectrales réalisées, la méthode de combinaison modale CQC3 est utilisée et les 24 modes de vibrations du bâtiment sont considérés. De plus, un amortissement constant de $\xi = 5\%$ est spécifié pour l'ensemble de la structure. Finalement, les analyses dans chacune des directions sont calibrées par rapport au cisaillement à la base obtenu

par la méthode statique équivalente. Pour les analyses selon la direction X, les résultats générés sont plus élevés que ceux obtenus par la MSE, donc aucun facteur n'a été appliqué. Pour la direction Y, un facteur de 1.0095 a été appliqué au spectre de conception.

Tableau 5-8 Résultat non combinés pour la méthode spectrale

	Cisaillement à la base				Base du mur 7			
	Fx	Fy	Vx	Vy	P	Mx	My	T
	kN	kN	kN	kN	kN	kN*m	kN*m	kN*m
SELON X	4888.1	1629.7	604.5	679.0	3482.0	6020.3	3836.6	247.1
SELON Y	1645.2	4382.2	225.2	2058.0	3482.0	19758.3	1514.2	456.4
MAX	4888.1	4382.2	604.5	2058.0	3482.0	19758.3	3836.6	456.4

	Centre de masse			Mur 7		
	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max
	mm	mm	%	mm	mm	%
SELON X	48.3	17.5	0.24%	47.2	36.2	0.31%
SELON Y	18.0	57.0	0.34%	18.8	119.7	1.06%
MAX	48.3	57.0	0.34%	47.2	119.7	1.06%

Les résultats sont généralement inférieurs à ceux obtenus par la MSE. Toutefois, on remarque que les analyses réalisées selon l'axe Y génèrent des résultats qui sont beaucoup plus près (voir supérieurs dans certains cas), à ceux obtenus par la MSE. Ceci pourrait s'expliquer par l'ajout de l'inertie en rotation des planchers qui cause des efforts supplémentaires de torsion. Ainsi, puisque le mur 7 est très éloigné du centre de rotation, il reprendra des efforts beaucoup plus grands que dans les analyses selon la MSE où seules les excentricités et la torsion accidentelle sont considérées.

Afin de confronter les résultats obtenus par la méthode préconisée par le CNB2010, plusieurs analyses considérant la combinaison directionnelle des sollicitations sismiques ont été réalisées. Subséquemment, les méthodes 100%-30%, SRSS et la méthode CQC3 (avec un facteur de 0.80 entre le spectre principal et secondaire) ont été mises de l'avant. Pour la méthode 100%-30%, des analyses incrémentales de 0° à 180° ont été réalisées afin d'évaluer l'influence de

l'angle d'incidence de l'excitation sismique sur la réponse maximale. La valeur retenue des résultats est ensuite obtenue en considérant la valeur maximale pour les deux systèmes orthogonaux (θ et $\theta+90^\circ$). Ceci est effectué puisque le CNB2010 stipule que, pour ce type d'analyse, le concepteur doit choisir un système orthogonal et utiliser la combinaison menant aux résultats maximaux pour la conception.

Tableau 5-9 Résultats pour la méthode spectrale combinée selon la méthode 100%-30%

	Cisaillement à la base				Base du mur 7			
	Fx	Fy	Vx	Vy	P	Mx	My	T
	kN	kN	kN	kN	kN	kN*m	kN*m	kN*m
Max	5379.3	4829.9	678.9	2198.1	3482.0	20724.2	4390.6	518.7
Min	4777.0	4317.1	607.5	1991.9	3482.0	19182.9	3920.7	481.8
	88.8%	89.4%	89.5%	90.6%	100.0%	92.6%	89.3%	92.9%

	Centre de masse			Mur 7		
	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max
	mm	mm	%	mm	mm	%
SELON X	54.5	61.1	0.40%	54.2	125.4	1.06%
SELON Y	8.8	54.8	0.37%	48.5	116.3	0.98%
MAX	89.5%	89.7%	94.0%	89.5%	92.7%	92.0%

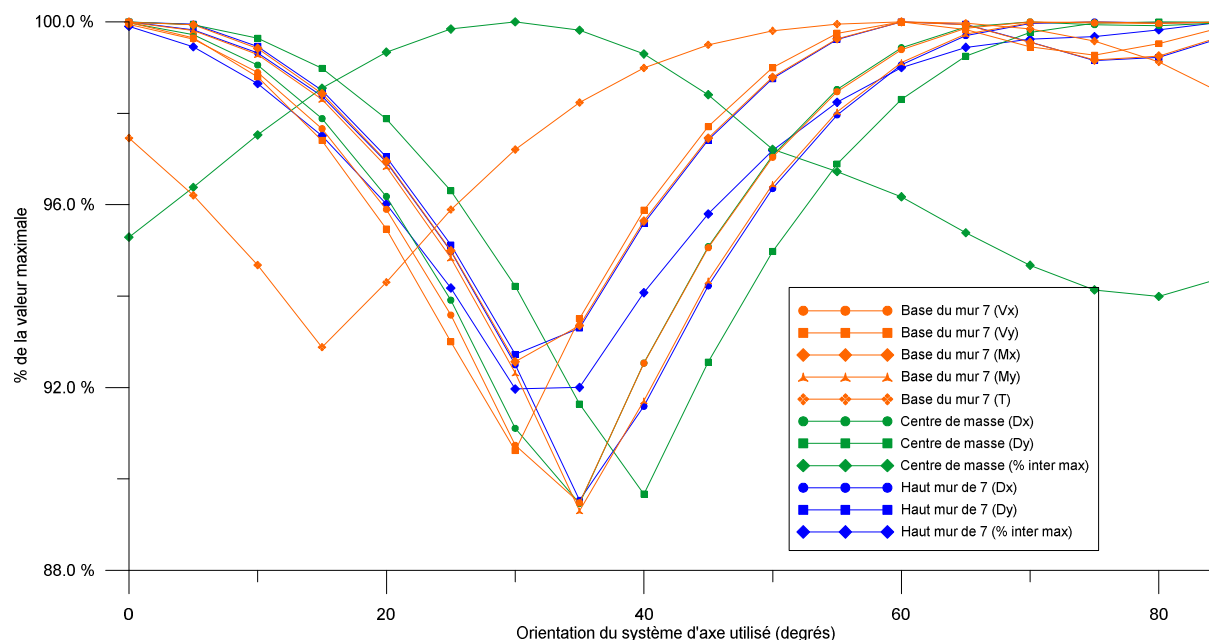


Figure 5-5 Analyses incrémentales de l'angle d'incidence sismique avec réponses combinées selon la règle 100%-30%.

L'étude de l'angle permettant d'obtenir un angle critique permet de conclure qu'en général, pour le bâtiment étudié, les réponses critiques sont obtenues par application des charges selon les axes orthogonaux initiaux du bâtiment. De plus, on remarque que la sous-estimation maximale, résultant d'un choix aléatoire du système d'axe, est inférieure à 12%. Il est intéressant de noter que la torsion maximale dans le mur 7 est causée par une application des sollicitations dans un système d'axes orienté à 60° de l'axe X. Toutefois, contrairement à la plupart des autres paramètres, elle ne présente pas une valeur maximale dans le système 0° – 90°.

Tableau 5-10 Résultats pour les analyses spectrales combinées selon différentes règles de combinaison directionnelle

	Cisaillement à la base				Base du mur 7			
	Fx	Fy	Vx	Vy	P	Mx	My	T
	kN	kN	kN	kN	kN	kN*m	kN*m	kN*m
Sans combinaison	4888.1	4382.2	604.5	2058.0	3482.0	19758.3	3836.6	456.4
100%-30% Max	5379.3	4829.9	678.9	2198.1	3482.0	20724.2	4390.6	518.7
SRSS	5152.6	4636.8	651.3	2123.1	3482.0	20114.3	4219.5	505.8
CQC3 (0.80)	5088.9	4533.2	643.6	2115.5	3482.0	20070.8	4171.7	498.8

Tableau 5-11 Résultats pour les analyses spectrales combinées selon différentes règles de combinaison directionnelle (suite)

	Centre de masse			Mur 7		
	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max
	m	m	%	m	m	%
Sans combinaison	48.3	57.0	0.34%	47.2	119.7	1.06%
100%-30% Max	54.5	61.1	0.40%	54.2	125.4	1.06%
SRSS	52.3	58.7	0.42%	52.1	121.7	1.00%
CQC3 (0.80)	51.8	58.0	0.41%	51.5	121.5	1.00%

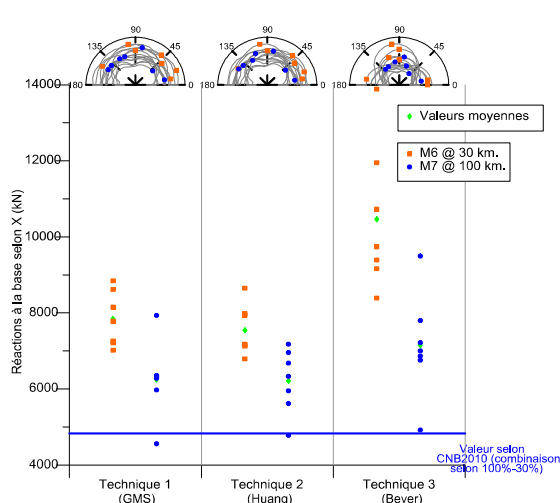
Si on compare maintenant les résultats obtenus par les différentes techniques de combinaison directionnelle, on remarque que les résultats, pour les 3 techniques, sont très semblables. La technique 100%-30% produit des résultats légèrement supérieurs, (toujours une différence inférieure à 6%) mais ce, considérant que l'on a appliqué les sollicitations selon l'angle critique. Comparativement aux résultats obtenus sans considérer les effets de bidirectionnalité, les résultats combinés génèrent des efforts et des déplacements qui sont généralement 10% à 15% plus élevés.

5.7 Analyse sismique linéaire - méthode temporelle par intégration numérique

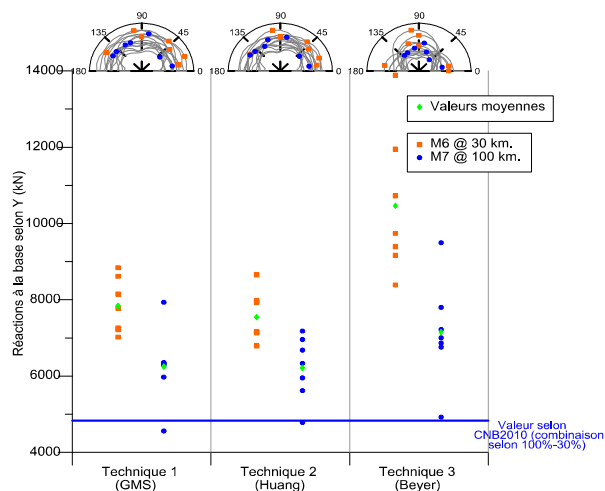
Pour réaliser les analyses par intégration temporelle, la banque de séismes simulés (7 x M6@30 km et 7 x M7@100 km) est utilisée et est étalonnée selon les techniques 1 (*GMS*), 2 (*MaxRot – Huang*) et 3 (*MaxRot – Beyer*). Similairement aux analyses réalisées au chapitre 4, les principales hypothèses utilisées sont :

- Utilisation de la méthode temporelle d'intégration numérique modale
- Un pas d'intégration de 0.002s,
- Un amortissement constant de 5% à chaque mode,
- Un incrément d'angle de 10° pour l'application des sollicitations,
- Pour chaque analyse, la torsion accidentelle calculée précédemment selon l'axe X et l'axe Y a été appliquée et la valeur maximale retenue (selon *CNB 2010*)

Les résultats obtenus sont présentés sous forme graphique. Pour chaque paramètre étudié, la valeur maximale obtenue pour l'ensemble d'incréments d'angles utilisés est présentée. Ces résultats ont été générés pour chaque enregistrement sismique et chaque technique d'étalonnage. Les valeurs moyennes pour chaque groupe d'enregistrements sont aussi présentées. Des diagrammes circulaires situés dans la partie supérieure du graphique permettent de présenter, pour chaque enregistrement, l'angle d'application qui a généré les valeurs maximales. Finalement, à des fins comparatives, la valeur maximale issue de l'utilisation de la règle de combinaison 100%-30%, utilisant le spectre du CNB2010, est aussi présentée. Pour tous les graphiques, un point correspond à la valeur maximale, calculée incrémentalement pour des angles de 0° à 180° , pour un événement sismique donné (4 cas de charges par angle : principal+transversal, principal-transversal, -principal+transversal, -principal-transversal)

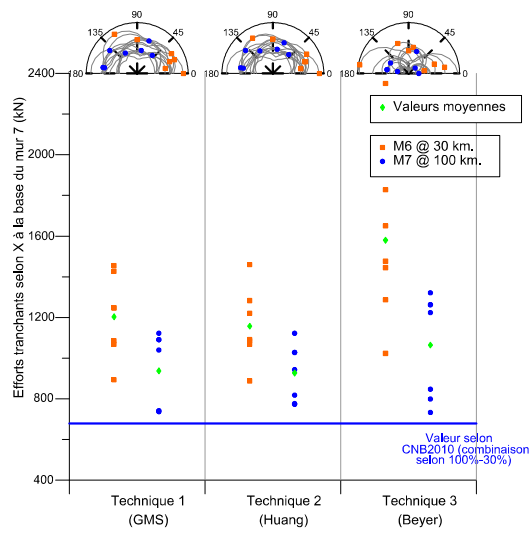


Réaction à la base selon l'axe X

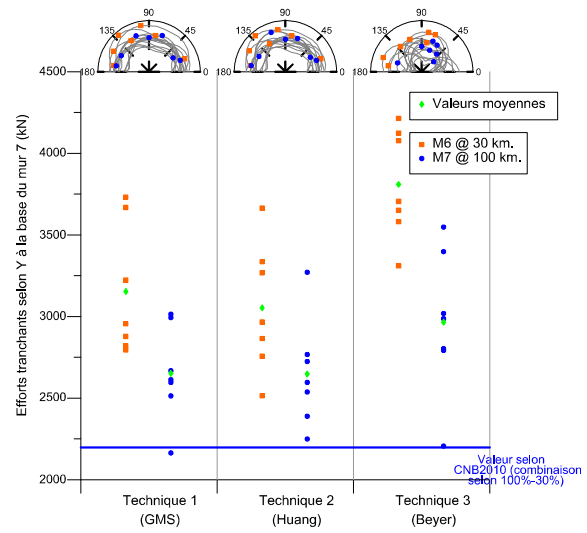


Réaction à la base selon l'axe Y

Figure 5-6 Réaction à la base

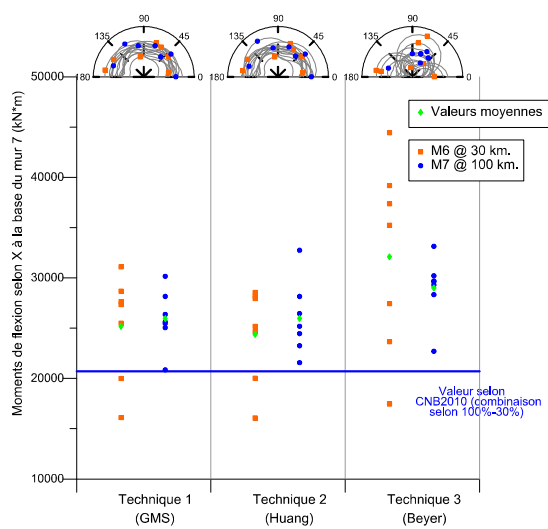


Effort tranchant selon X à la base du mur 7

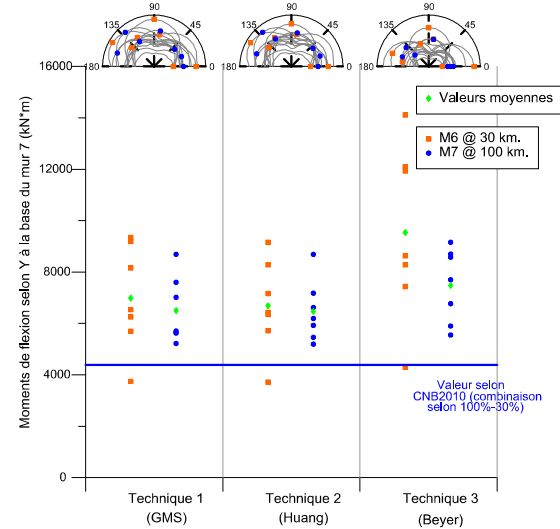


Effort tranchant selon Y à la base du mur 7

Figure 5-7 Effort tranchant à la base du mur 7



Moment de flexion selon X à la base du mur 7



Moment de flexion selon Y à la base du mur 7

Figure 5-8 Moment de flexion à la base du mur 7

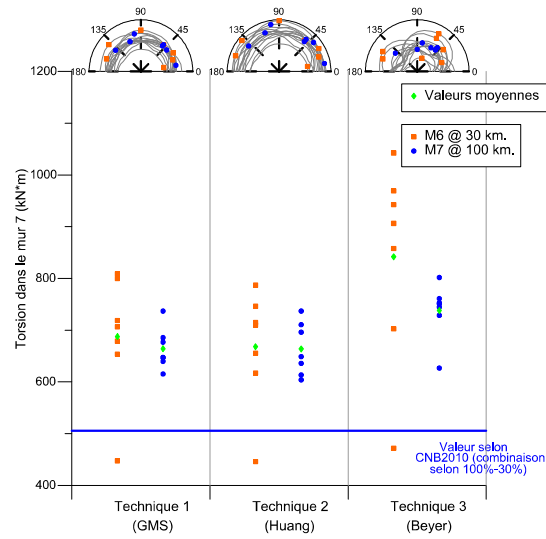
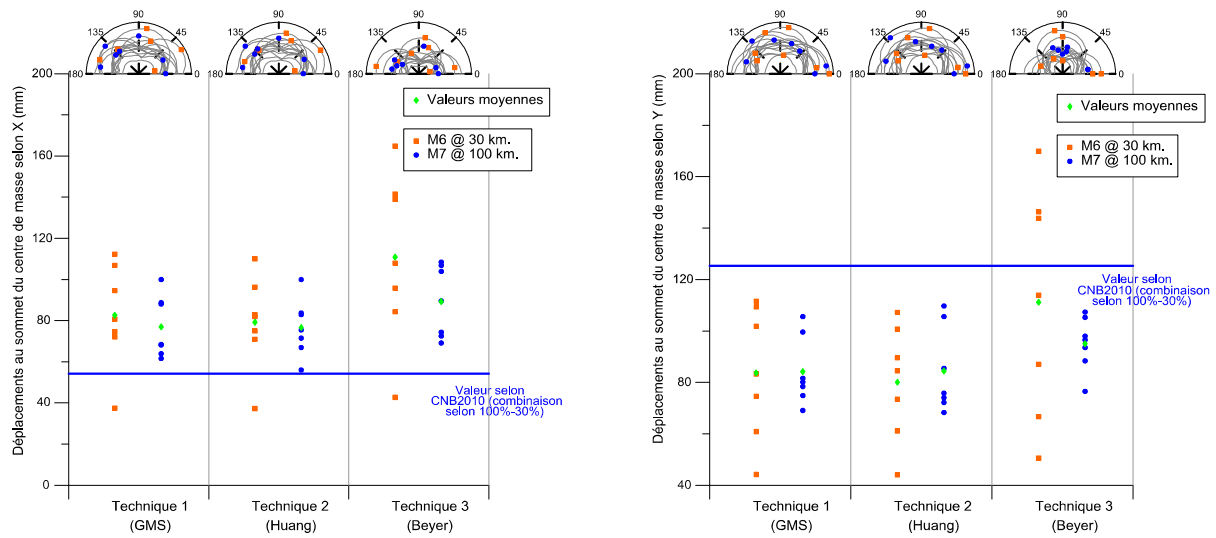


Figure 5-9 Torsion à la base du mur 7



Selon l'axe X

Selon l'axe Y

Figure 5-10 Déplacement du sommet du centre de masse

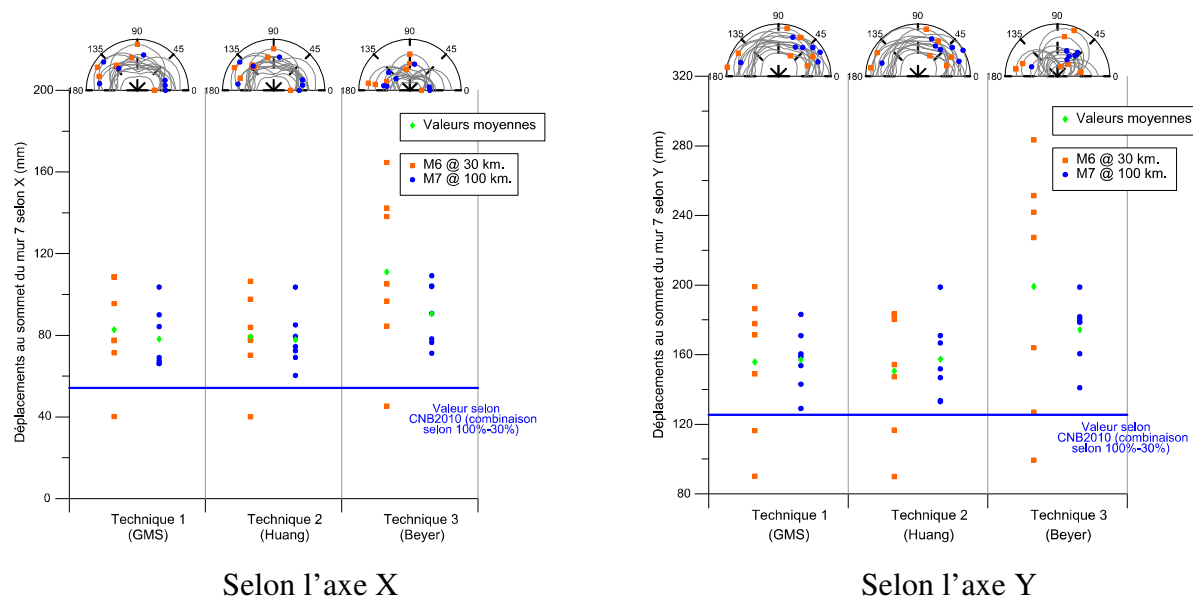


Figure 5-11 Déplacement du sommet du mur 7

Les analyses temporelles permettent de tirer plusieurs conclusions quant aux effets bidirectionnels sismiques. Tout d'abord, on remarque que, similairement au chapitre 4, la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) présente des résultats généralement plus élevés que les deux autres techniques dont les résultats sont très similaires. La série de séismes *M7@100* semble aussi générer des résultats qui sont généralement moins dispersés et légèrement inférieurs à ceux obtenus par les séismes *M6@30*. À l'exception du déplacement du sommet du centre de masse, les analyses temporelles produisent des résultats nettement supérieurs à ceux obtenus par les analyses spectrales.

Au niveau des angles qui génèrent la réponse maximale, les techniques 1 (*GMS*) et 2 (*MaxRot – Huang*) présentent un angle critique pratiquement identique. La technique 3 (*MaxRot – Beyer*), quant à elle présente des répartitions de l'angle qui ont une forme plus elliptique que les deux autres techniques. L'angle critique semble varier aléatoirement en fonction du paramètre de réponse structurale choisi avec une très légère tendance vers les pôles 0° - 90° - 180° . Toutefois, au niveau des déplacements, on remarque que cette tendance est plus élevée lorsque la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) est utilisée. Ainsi, lors de l'utilisation de la technique 3 (*MaxRot – Beyer*), les déplacements maximaux seraient obtenus en appliquant les charges selon les axes du SRFS du bâtiment.

Finalement, afin de caractériser l'apport de la composante secondaire (donc l'effet de considérer 2 composantes sismiques), les analyses transitoires ont toutes été réalisées de nouveau, mais cette fois-ci en ne considérant qu'une seule sollicitation sismique appliquée, soit la composante maximale de chacune des paires. Les résultats ont ensuite été comparés, pour chaque cas différent aux résultats obtenus précédemment. Ceux-ci sont présentés sous forme de pourcentage des valeurs issues des analyses bidirectionnelles.

Tableau 5-12 Comparaison entre les analyses utilisant une et deux composantes sismique.

	Base Shear		Base du mur 7					
	Fx	Fy	Vx	Vy	P	Mx	My	T
Technique 1	86.0%	84.2%	85.5%	86.6%	-	90.4%	87.6%	89.1%
Technique 2	86.0%	84.2%	85.5%	86.7%	-	90.4%	87.6%	89.1%
Technique 3	95.1%	92.8%	95.3%	96.1%	-	96.3%	94.0%	95.3%

	Centre de masse			Mur 7		
	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max	dx (sommet)	dy (sommet)	% inter max
Technique 1	87.7%	87.3%	80.0%	87.2%	89.7%	94.7%
Technique 2	87.7%	87.3%	79.9%	87.2%	89.7%	94.8%
Technique 3	95.3%	95.3%	89.4%	94.0%	95.7%	97.3%

On remarque que, tout comme pour les analyses spectrales, le fait de considérer deux composantes sismiques produit des résultats qui sont généralement entre 5% et 20% plus élevés que si une seule sollicitation est utilisée. Toutefois, on remarque que pour la technique 3 (*MaxRot* – *Beyer*) la différence n'est presque jamais 5% supérieure (sauf pour le déplacement inter-étage maximal ou elle est de 10% supérieure) aux analyses bidirectionnelles.

5.8 Analyse sismique non linéaire - méthode temporelle par intégration numérique

Similairement aux analyses linéaires, le modèle développé par Panneton et al. (2006) pour les analyses non linéaires est utilisé dans le cadre de ce projet. Celui-ci a été développé sur le logiciel *Ruaumoko* (Athol, 2011) qui permet, entre autres, d'incorporer les lois d'hystérésis désirées pour représenter le développement de rotules plastiques. Les analyses non-linéaires sont

réalisées dans le but de confirmer les conclusions tirées des analyses linéaires quant à l'étalonnage bidirectionnel et l'angle d'application critique.

5.8.1 Modélisation pour analyses non linéaires.

Les mêmes modifications qui avaient été apportées précédemment sur le modèle linéaire (suppression du sous-sol, suppression des effets P-delta, etc.) ont aussi été implantées dans le modèle non linéaire. Toutefois, la modélisation non linéaire ne tient pas compte des ouvertures et est donc légèrement plus rigide que son homologue linéaire.

$$T_1 = 1.10 \text{ s.}$$

Plusieurs paramètres ont été ajoutés, par rapport au modèle linéaire, afin de prendre adéquatement en compte les effets non linéaires des sections. Ainsi, une loi de comportement hystérétique de type *Takeda modifié* a été choisie. Les différentes hypothèses additionnelles utilisées sont :

- Des membrures permettant le développement de rotules plastiques à leurs deux extrémités ont été utilisées pour modéliser le comportement des sections de murs de refend.
- La longueur de la rotule plastique a été fixée à 30% de la longueur horizontale du mur afin de maximiser l'estimation de la demande en ductilité (Panneton, 2005).
- Les enveloppes *P-M-M* ont été générées dans le logiciel *CSI Section Builder* pour chaque section de mur (à chaque étage, puisque la charge P varie d'un étage à l'autre). Afin d'incorporer les enveloppes P-M-M dans le modèle non linéaire, les enveloppes générées par *Ruaumoko* ont été calibrées sur les enveloppes réelles grâce au facteur α qui permet d'ajuster la forme de l'enveloppe (et donc le degré d'interaction entre les deux moments de flexion).
- Les paramètres de la courbe d'hystérésis Takeda modifiée (k_0, r, M_y, M_u, ϕ_y et ϕ_u) ont été acquis par la modélisation de chaque section de murs sur le logiciel *Response 2000* (Collins, 2001).

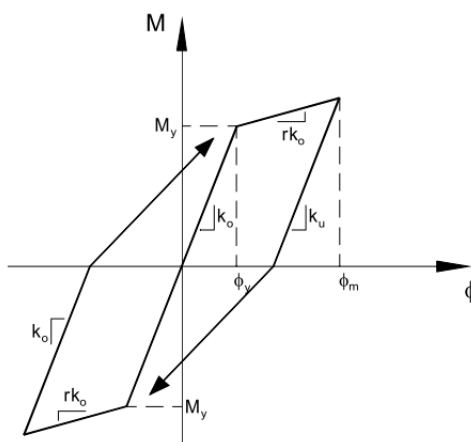


Figure 5-12 Courbe d'hystérésis de Takeda modifié

- Puisque les sections ne sont pas symétriques, les facteurs r (voir Figure 5-12) dans chaque direction sont légèrement différents. Ainsi, le facteur r utilisé pour le modèle Ruaumoko correspond à la valeur moyenne des facteurs r calculés pour chaque direction.
- Puisque seules les analyses dans la direction N-S du bâtiment ont été réalisées dans les études menées par Panneton (2005), les valeurs de r dans les murs 3 et 4 n'avaient pas été calculées. Ainsi, dans le cas de cette étude, puisque le ferrailage et les dimensions des murs 3 et 4 sont très semblables à celles du mur 1, le facteur r du mur 1 a été assigné aux murs 3 et 4.
- Pour les murs unidirectionnels, un facteur r de 0.0001 a été spécifié dans leur axe faible.
- Une rigidité de rechargement de 0.6 et un déchargement de type « Emori » (voir Figure 5-12) ont été spécifiés pour le modèle non linéaire.
- Un amortissement de type Rayleigh de 5% au premier et onzième mode a été spécifié. Le onzième mode a été choisi puisqu'il permet de mobiliser 90% de la masse modale effective dans chaque direction.
- Aucune plastification en cisaillement ou en torsion n'a été considérée. Ainsi, les murs plastifient seulement en flexion dans leurs deux axes.
- Le pas de temps d'intégration utilisé est le même que celui utilisé pour les analyses linéaires, soit $t/10$.

Une première série d'analyse, réalisée avec les séismes tels qu'utilisés pour les analyses linéaires, nous a permis de constater que ceux-ci sont trop faibles pour générer des rotules plastiques dans les murs du bâtiment. Ainsi, puisque les analyses sont réalisées dans le but d'étudier l'effet de l'angle d'incidence et des techniques d'étalonnage bidirectionnelles sur le comportement non linéaire, un facteur arbitraire de 3 a été appliqué à l'ensemble des accélérogrammes. De plus, afin d'alléger la présentation des résultats seul un séisme de la série *M6 @ 30 km* et un séisme de la série *M7 @ 100 km* ont été utilisés. Ceux-ci ont été sélectionnés en considérant les paires d'accélérogrammes qui, pour les analyses linéaires, présentaient la plus petite différence par rapport à la moyenne. Les analyses linéaires ont permis de déterminer qu'il n'y avait qu'une légère différence dans les résultats générés par les techniques 1 (*GMS*) et 2 (*MaxRot – Hunag*). À cet effet, seules les techniques 1 (*GMS*) et 3 (*MaxRot – Beyer*) sont utilisées pour la réalisation des analyses non linéaires. Finalement, afin de caractériser les résultats dans le domaine non linéaire, les enveloppes de ductilité en courbure sont générées pour les murs 1 (dans son axe fort de flexion) et 7 (dans ses deux axes de flexion).

5.8.2 Résultats

Les résultats sont présentés sous forme de 4 planches, chacune présentant les données pour un type de séisme (*M6 @ 30 ou M7 @ 100*) et une technique d'étalonnage (*technique 1 – GMS* ou *technique 3 – MaxRot Beyer*). Pour chaque planche les 3 enveloppes de courbure en ductilité (un graphique pour le mur 1 et deux graphiques pour le mur 7) ainsi qu'un graphique exposant le niveau de ductilité en fonction de l'angle d'incidence (pour la partie supérieure et la base de chaque mur) sont présentés.

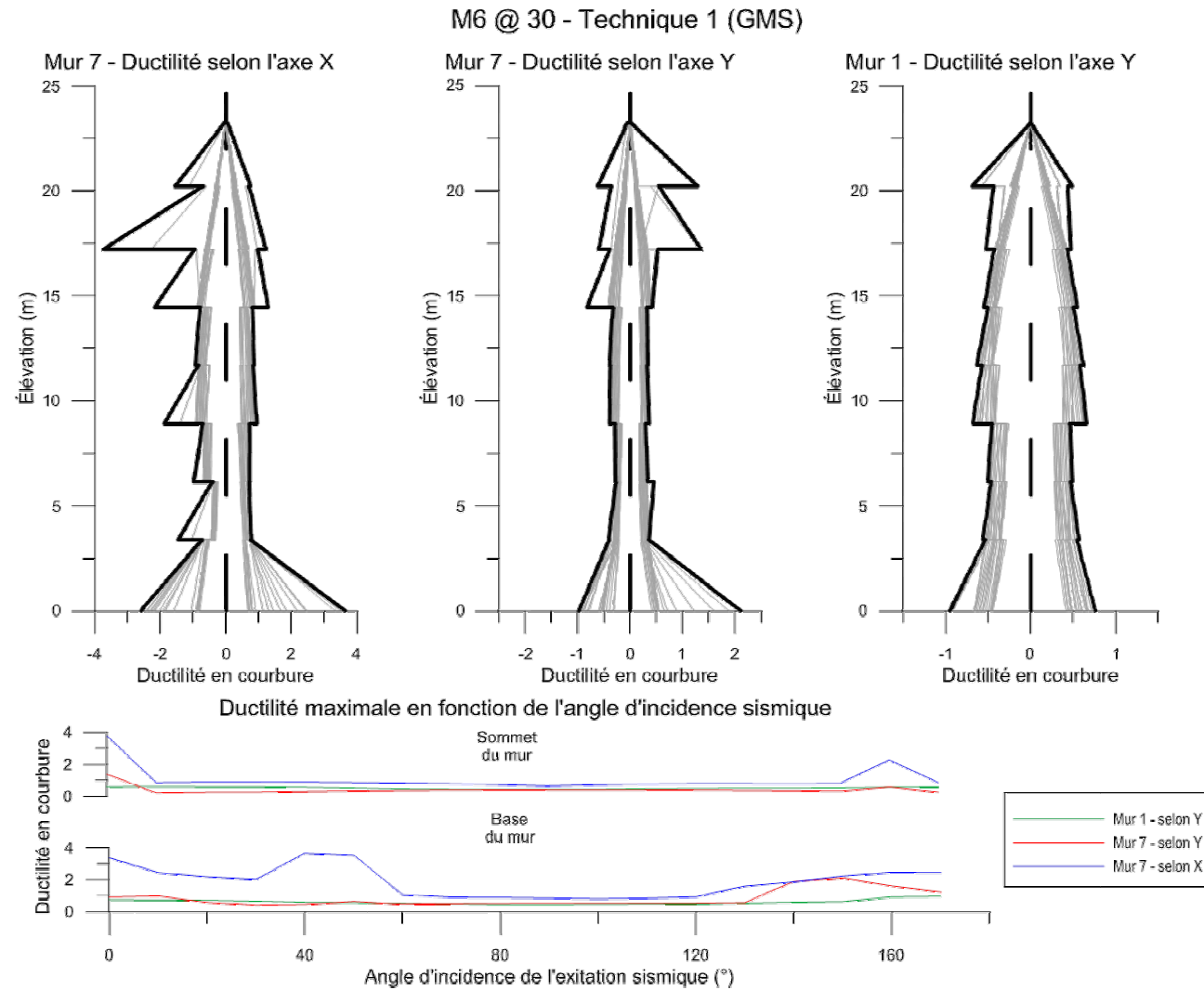


Figure 5-13 Ductilité en courbure – M6 @ 30, technique 1 (GMS)

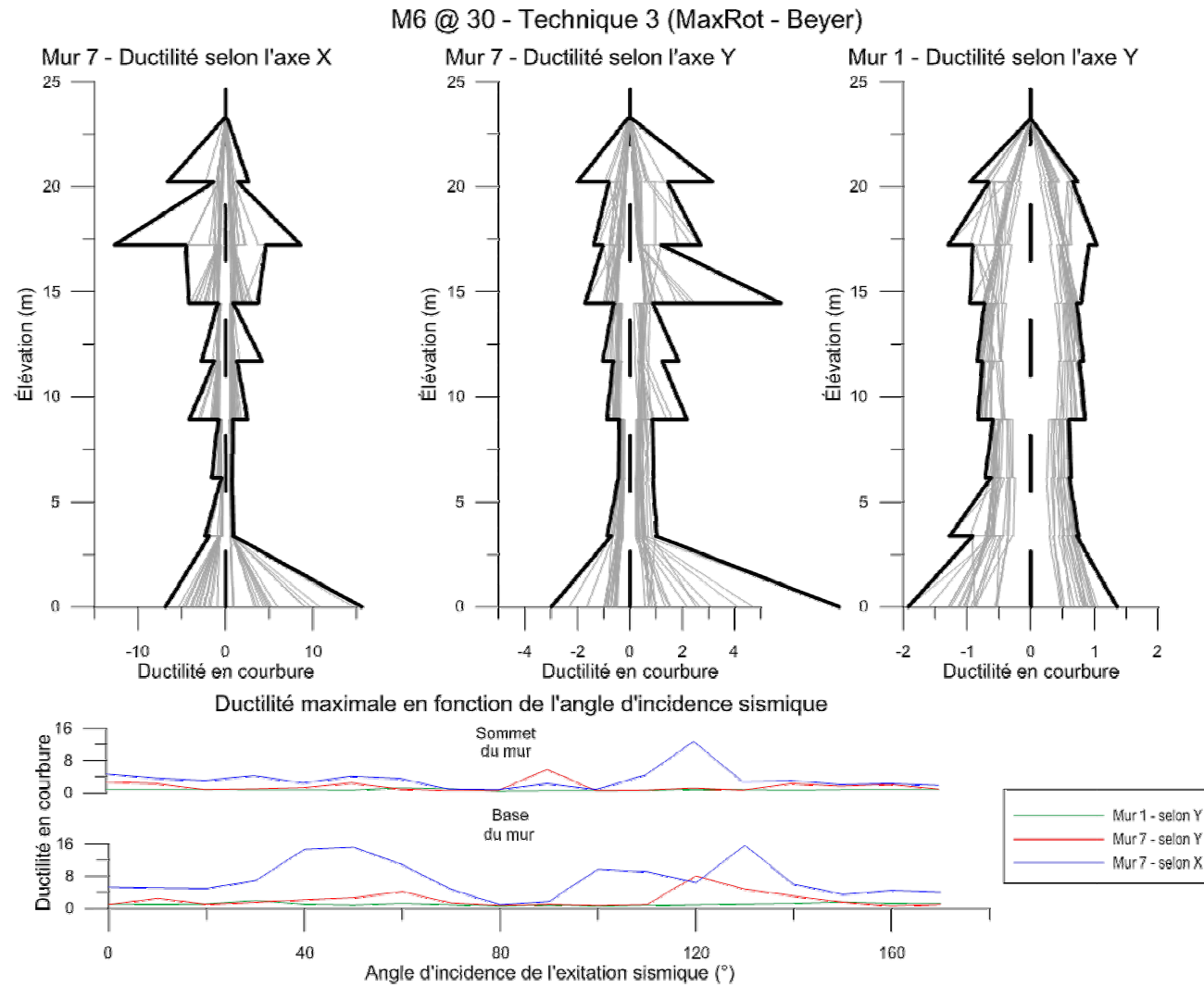


Figure 5-14 Ductilité en courbure – M6 @ 30, technique 3 (MaxRot - Beyer)

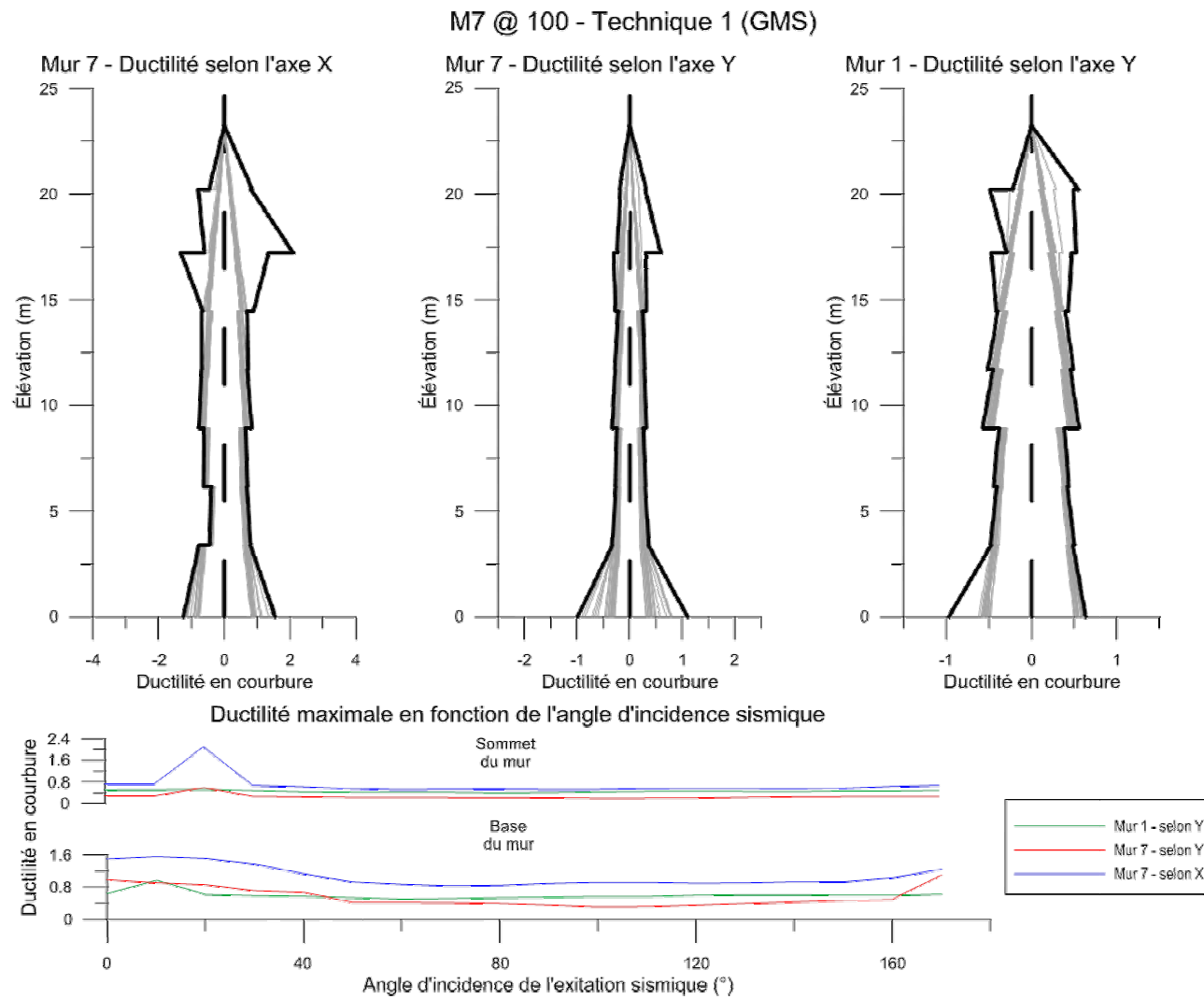


Figure 5-15 Ductilité en courbure – M7 @ 100, technique 1 (GMS)

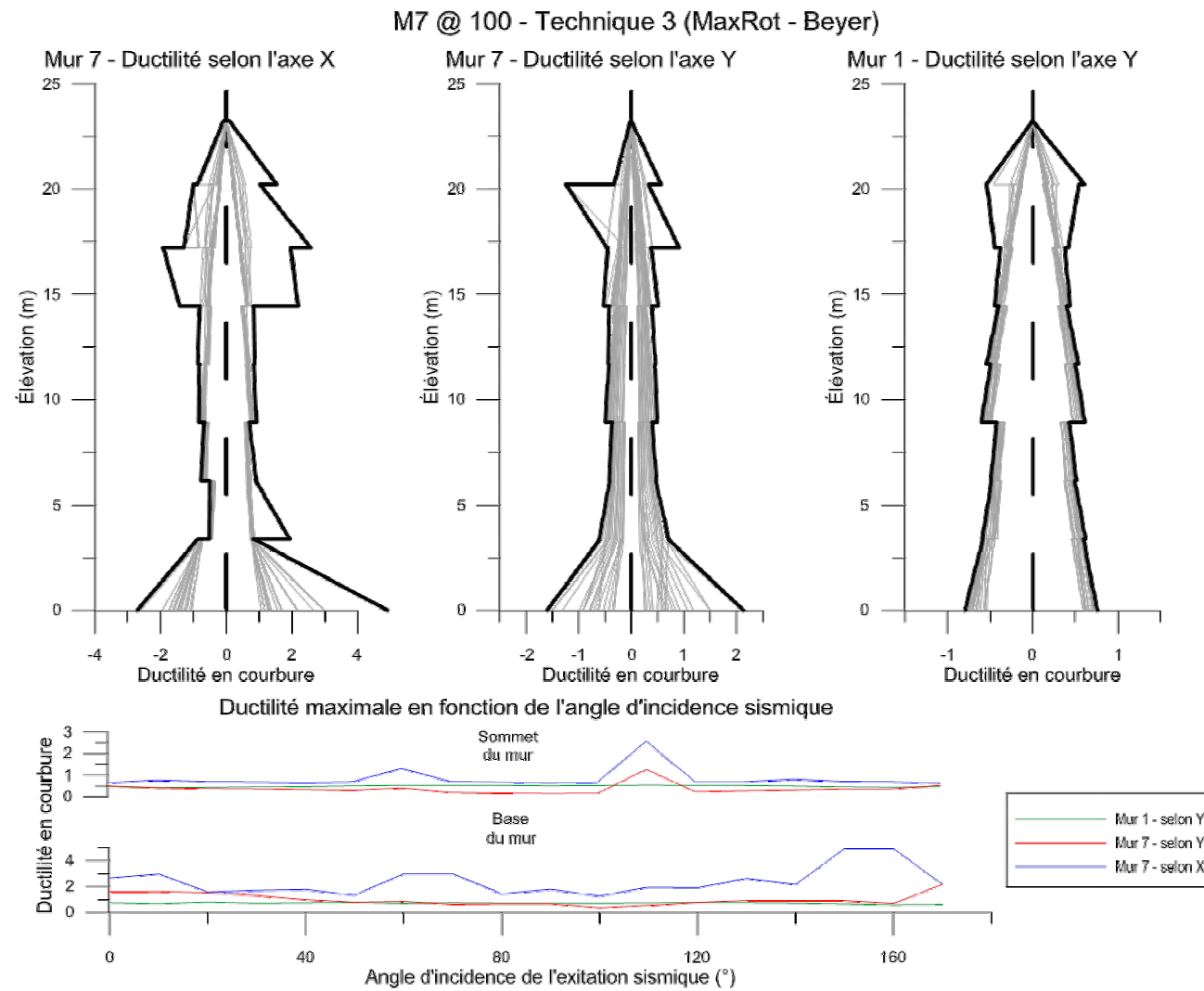


Figure 5-16 Ductilité en courbure – M7 @ 100, technique 3 (MaxRot - Beyer)

L'analyse des résultats obtenus par les analyses non linéaires permet de tirer certaines conclusions quant à l'effet de la bidirectionnalité sismique. Dans un premier temps, on remarque que, similairement aux analyses linéaires, la technique 3 (MaxRot – Beyer), semble générer une demande en ductilité plus élevée que la technique 1 (GMS). On note également que le séisme M6 @ 30 km semblent générer des demandes en ductilité plus élevées que les séismes issus du scénario M7 @ 100 km. On remarque que dans la plupart des cas il y a formation d'une rotule plastique dans la partie supérieure du mur. La formation de rotules plastiques dans la partie supérieure des SRFS a été largement étudiée dans la littérature et est attribuable aux modes supérieurs de vibration (Luu H et al. 2013).

Au niveau de l'angle d'incidence on remarque que, pour la ductilité du mur 7 selon l'axe X, il y a généralement des demandes en ductilités plus élevées lorsque le séisme est appliqué autour de 0° (selon l'axe X du bâtiment). De plus, autant pour les demandes en ductilité à la base que dans la partie supérieure du bâtiment, on remarque qu'il y a souvent un pic de demande autour de certains angles. Ainsi, lorsque les sollicitations sont appliquées à des angles avoisinant 45° ou 135° le séisme M6 @ 30 km présente un pic de demande en ductilité. Pour le séisme M7 @ 100 km, ce pic semble apparaître lorsque l'angle d'incidence est autour de 20° 75° ou 100°. Ceci concorde bien avec les graphiques de demande en ductilités où on remarque qu'il y a généralement un angle qui génère des résultats beaucoup plus élevés que les résultats obtenus par les autres angles. D'un autre côté, la demande en ductilité selon l'axe Y du mur semble moins influencée par des pics de demande à des périodes données et présentes une distribution en fonction de l'angle qui est plus uniforme.

Les séismes issus du scénario *M6 @ 30 km* étalonnés selon la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) produisent des demandes en ductilités qui sont souvent très élevées. Dans certains cas, on atteint des demandes de ductilités en courbure pouvant aller jusqu'à 10. Toutefois, il faut se rappeler qu'un facteur de 3 a été appliqué aux séismes et donc qu'ils ne représentent pas l'aléa sismique désiré pour la région à l'étude.

5.9 Conclusion

L'étude d'un immeuble existant situé à Montréal comportant un *SRFS* orienté selon les des axes orthogonaux permet de tirer plusieurs conclusions quant au comportement de bâtiments sollicités sismiquement de façon bidirectionnelle. Dans le cas de cette étude, plusieurs types de sollicitations qui font intervenir des composantes bidirectionnelles sismiques dans les plans horizontaux ont été mis à l'épreuve. Des analyses selon la méthode statique équivalente et spectrale, réalisées selon les prescriptions du *CNB 2010* (CNRC, 2010), ont d'abord été réalisées. Une série d'analyses spectrales, combinées directionnellement selon différentes règles, ont ensuite été accomplies. Finalement, une série d'analyses transitoires, autant linéaires que non linéaires, a été exécutée dans le but de confronter les résultats précédents.

Les analyses, réalisées selon les prescriptions du *CNB 2010* (CNRC, 2010), n'impliquent aucune combinaison directionnelle puisque le bâtiment ne possède qu'un seul *SRFS* orientés selon les directions principales du bâtiment. Ainsi, lorsqu'on compare ces résultats à ceux obtenus en combinant les résultats selon les règles de combinaison *100%-30%*, *SRSS* et *CQC3*, on remarque que les résultats issus des prescriptions du code sont environ 15% inférieure à ceux combinés directionnellement. Les 3 méthodes de combinaison directionnelle, quant à elles, produisent des résultats très semblables (généralement moins de 5% de différence entre les méthodes), avec la technique *100%-30%* générant des résultats plus élevés. Finalement l'effet de l'angle d'incidence sismique sur les résultats combinés selon la règle *100%-30%* ont permis de démontrer que les résultats sont généralement maximisés lorsque les sollicitations sont appliquées selon les axes du *SFRS*. Pour les rares cas où les efforts sont maximisés à d'autres angles d'incidence, la sous-estimation induite par l'analyse selon les axes du *SFRS* n'est jamais inférieure à 10%.

Les analyses temporelles par intégration directe utilisent comme sollicitation une banque de séismes simulés (Atkinson, 2009b), étalonnés selon les 3 techniques retenues au chapitre 3.

- Technique 1 – « *Geometric mean spectra* »
- Technique 2 – « *Maximum rotated spectra* » combiné avec les facteurs de Huang et al. (2009)

- Technique 3 – « *Maximum rotated spectra* » utilisé selon la procédure de Beyer et Boomer (2007)

Plusieurs conclusions peuvent être tirées des analyses temporelles. Dans un premier temps, on remarque que les résultats sont significativement plus élevés que ceux générés par les analyses spectrales. Ceci peut s'expliquer par le fait que les procédures d'étalonnage mènent à utiliser des sollicitations dont le spectre principal est plus élevé que le spectre de conception tiré du CNB 2010. Toutefois, la différence entre les résultats spectraux et les résultats issus des analyses temporelles est beaucoup plus élevée que la différence entre les deux spectres ce qui peut laisser croire que les méthodes spectrales ne sont pas nécessairement conservatrices. Les analyses temporelles démontrent aussi que, tout comme au chapitre 4, la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) produit des résultats plus élevés que les deux autres techniques. De plus, on constate aussi que les séismes du groupe M6 @ 30 km engendrent des valeurs plus élevées pour la plupart des paramètres. En dernier lieu, les analyses temporelles utilisant seulement la composante sismique principale ont permis de déterminer qu'en moyenne, la considération des effets bidirectionnels mène à des résultats 15% plus élevés pour les techniques 1 (*GMS*) et 2 (*MaxRot – Huang*) et 5% plus élevé pour la technique 3 (*MaxRot – Beyer*).

Finalement, une série d'analyses non linéaires ont permis de démontrer que les demandes en ductilité sont généralement plus élevées lorsque le bâtiment est excité selon les axes des SFRS. Toutefois, on remarque aussi la présence de pic de demande en ductilité à certains angles. Pour les séismes M6 @ 30 km ces pics semblent survenir dans le système 45°-135°. Pour les séismes M7 @ 100 km, il ne semble pas avoir un système d'axes en particulier dans lequel les demandes sont maximisées. Un autre phénomène que l'on observe est la production de rotule plastique dans la partie supérieure du mur. Ces rotules plastiques sont, comme les rotules à la base de la structure, dictées par des pics de demande en ductilité à certains angles discrets. Similairement aux analyses linéaires, la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) produit des demandes en ductilités qui sont supérieures à la technique 1 (*GMS*).

CHAPITRE 6 CONCLUSION ET RECOMMANDATIONS

6.1 Sommaire

Le principal objectif de ce projet de recherche était d'investiguer les effets bidirectionnels sismiques sur les bâtiments situés dans la zone sismique de l'est du Canada. Différentes techniques permettant de prendre en considération les effets bidirectionnels, sélectionnées à travers la littérature, ont donc été mises en applications. Celles-ci sont applicables aux analyses de nature spectrales, temporelles linéaires et temporelles non linéaires. Dans le but de confronter les résultats obtenus, ceux-ci sont comparés aux résultats issus des normes en vigueur.

Aux fins des analyses, deux bâtiments situés à Montréal et présentant des caractéristiques différentes ont été sélectionnés et analysés selon les différentes techniques retenues. Le premier bâtiment présente un système de reprise des charges latérales qui est orienté selon plusieurs systèmes d'axes différents et qui est sensible à la torsion. Le deuxième bâtiment contient un seul système d'axe dans lequel les éléments du système de reprise des charges latérales sont orientés et n'est que légèrement sensible à la torsion.

Le deuxième chapitre du mémoire est dédié à une revue de littérature portant sur les différentes hypothèses nécessaires à la réalisation d'analyses sismiques. Une recherche en profondeur a été conduite sur les différentes techniques de prise en considération des efforts sismiques bidirectionnels. Cette recherche a non seulement permis de déterminer les hypothèses de base des analyses structurales, mais aussi de sélectionner les techniques de prise en considération des efforts bidirectionnels, autant spectrales que temporelles.

Le troisième chapitre consiste en la caractérisation des différentes excitations sismiques (historiques et simulés) qui ont été utilisées pour les analyses structurales. On y définit notamment le spectre cible qui a été utilisé ainsi que les facteurs entre les spectres des composantes horizontales des enregistrements sismiques qui ont été sélectionnés. On étudie aussi les différentes techniques d'étalonnage bidirectionnel ainsi que l'influence de la décorrélation des composantes horizontales des accélérogrammes.

Le chapitre 4 présente les analyses structurales réalisées sur un bâtiment de 3 étages situés à Montréal. Celui-ci ne présente pas un système dans lequel les éléments du SRFS sont orientés,

mais plutôt 3 systèmes différents. Une série d'analyses spectrales utilisant les règles de combinaison 100%-30% (règle préconisée par le CNB 2010), SRSS et CQC3 sont effectuées. Une série d'analyses temporelles linéaires, utilisant les règles d'étalonnage sélectionnées précédemment, sont ensuite réalisées afin de confronter les résultats spectraux.

Finalement, le chapitre 5 présente une série d'analyses structurales n'utilisant qu'un nombre restreint d'hypothèses, issues des conclusions du précédent chapitre. Ainsi, un bâtiment de 8 étages situé à Montréal est étudié en n'utilisant, pour les analyses temporelles, que les séismes simulés (qui ont présentés une distribution moins étalées au précédent chapitre). En dernier lieu, une série d'analyses non linéaires est réalisée afin de caractériser l'effet de l'angle d'incidence et des effets sismiques bidirectionnels sur les demandes en ductilité en courbure des éléments du SRFS. Pour les chapitres 4 et 5, deux techniques permettant de calculer l'angle critique d'application des sollicitations sismiques sont aussi étudiée.

6.2 Conclusions

6.2.1 Caractérisation des secousses sismiques

La caractérisation de la banque de données sismiques, constituée de séismes représentant les caractéristiques sismiques de l'est du Canada, a permis de démontrer que le ratio entre les composantes horizontales d'un même séisme est, en moyenne, autour de 0.80. Cette observation appuie ce qui est présent dans la littérature qui suggère un facteur entre 0.8 et 0.85. Différents indices de dommages ont été utilisés pour évaluer ce ratio. Autant pour les séismes historiques que simulés, les indices *PGA* et *ASI* ont démontré des résultats moins dispersés et plus près de la moyenne, tandis que l'indice *CAV* a démontré la plus petite dispersion, mais une valeur supérieure à la moyenne. Ainsi les deux premiers indices pourraient être utiles pour obtenir une valeur moyenne et l'indice *CAV*, une borne supérieure au ratio des composantes horizontales. Généralement, les ratios pour les séismes simulés ont aussi démontré une dispersion plus faible que les ratios pour les séismes historiques.

6.2.2 Techniques d'étalonnage bidirectionnel

Trois techniques différentes ont été sélectionnées à travers la littérature afin de permettre l'étalonnage d'accélérogrammes caractérisés par plusieurs composantes;

- Technique 1 – « *Geometric mean spectra* »,
- Technique 2 – « *Maximum rotated spectra* » combiné avec les facteurs de Huang et al. (2009),
- Technique 3 – « *Maximum rotated spectra* » utilisé selon la procédure de Beyer et al. (2007).

Ces techniques ont été retenues, entre autres, puisqu'elles permettaient d'obtenir des spectres situés de chaque côté du spectre cible. En effet, il est recommandé, dans la littérature, que la moyenne des deux spectres de l'événement étalonnés soit située près du spectre cible.

Il a aussi été démontré que la méthode permettant d'obtenir le facteur d'étalonnage (SIa , $Sa(T)$, MSE , etc.) n'influence pas significativement le facteur d'étalonnage issu de la technique d'étalonnage bidirectionnel. En effet, l'évaluation de 4 méthodes d'étalonnage différentes a permis de conclure qu'en moyenne, le biais induit par celle-ci n'est pas supérieur à 10%.

Les analyses temporelles réalisées à l'aide des sollicitations ajustées selon les 3 techniques d'étalonnage bidirectionnel préalablement choisies permettent de tirer plusieurs conclusions quant à la validité de ces techniques. Premièrement, on remarque que les techniques temporelles produisent des résultats significativement plus élevés que les méthodes spectrales. En moyenne, cette différence peut atteindre 40% pour les efforts internes. De plus, la technique 3 (*MaxRot* – *Beyer*) génère des résultats beaucoup plus élevés que les deux autres méthodes qui semblent générer des résultats semblables. Les séismes simulés quant à eux engendrent des résultats qui sont inférieurs et moins dispersés que les séismes historiques (jusqu'à 20% plus faible). Au sein des séismes simulés, les enregistrements issus du scénario M7 @ 100 km produisent des résultats moins dispersés et de valeurs moindres que les séismes issus du scénario M6 @ 100 km (maximum 10% inférieur).

Une série d'analyses temporelles non linéaires, réalisées sur le bâtiment du chapitre 5, a aussi permis de confirmer les observations précédentes. De plus, elle a permis de révéler que les demandes de ductilité en courbure maximale à la base des murs se produisaient, en général, selon les axes du bâtiment, mais qu'il y avait aussi présence de pic de demande en ductilité à certains angles discrets. Pour les séismes M6 @ 30 km, ces angles se retrouvent dans le système 45°-135°. Toutefois, pour les séismes M7 @ 100 km, il ne semble pas avoir un système d'axe

d'orientation particulière qui produit ces pics de ductilité. Finalement, les analyses ont permis de confirmer la création de rotules plastiques dans la partie supérieure du mur, tel que décrit par plusieurs études portant sur les murs de refends en béton. Ces rotules plastiques, en termes d'angle d'incidence critique, démontrent les mêmes caractéristiques que les rotules plastiques se formant à la base des murs.

6.2.3 Influence de la décorrélation

Les facteurs de corrélation des deux composantes horizontales ont été calculés pour l'ensemble des événements de la banque de séisme. Sur les 32 accélérogrammes, seul 3 présentaient des facteurs de corrélation supérieurs à 10% et, de ceux-ci, un seul générerait un facteur supérieur à 30%. Cette valeur de 30% est souvent utilisée dans la littérature comme borne dictant la nécessité d'effectuer la décorrélation des composantes horizontale. Ainsi pour les 3 séismes présentant une corrélation supérieure à 10%, une seconde paire d'enregistrements décorrélés a été créée. Les analyses temporelles menées au chapitre 4 ont permis de déterminer que la décorrélation n'avait pas un effet significatif sur les résultats, tant au niveau des efforts que des déplacements.

6.2.4 Angle d'incidence critique

Deux méthodes ont été mises de l'avant afin de calculer l'angle d'application des sollicitations sismiques afin d'obtenir les réponses maximales pour les différents paramètres structuraux étudiés. Pour les deux bâtiments, l'angle critique pour les deux méthodes correspond aux axes X-Y du bâtiment. La définition de ces méthodes fait en sorte que celle-ci ne considère toutefois pas les effets de torsion qui peuvent être importants pour certains bâtiments plus sensibles à ce type d'effet.

Le calcul de la torsion accidentelle est aussi affecté par l'angle d'incidence sismique. En effet, son calcul fait intervenir la dimension D_x qui représente la plus grande dimension du bâtiment perpendiculaire à la direction d'application des charges. Or, pour la quasi-totalité des bâtiments qui ont des formes moins irrégulières en plan, ce paramètre peut être très sensible à l'angle d'application du séisme. Ainsi, pour le bâtiment du chapitre 4, les couples de torsion accidentelle peuvent varier de $2.4 \cdot F_{\text{stat eq}}$ à $3.9 \cdot F_{\text{stat eq}}$.

Pour chacun des bâtiments, des analyses spectrales incrémentant l'angle d'application des sollicitations sismiques ont été réalisées afin de valider les angles critiques obtenus

précédemment ainsi que les dispositions du *CNB 2010*. En effet, celui-ci dicte que pour les bâtiments présentant un *SRFS* aligné selon un système d'axes orthogonal (tel le bâtiment du chapitre 5), seule une série d'analyse dans ce système d'axe est nécessaire. Pour les structures dont le *SRFS* est orienté selon plusieurs systèmes d'axes (tel le bâtiment du chapitre 4), une seule analyse orientée aléatoirement, combinés selon la règle *100%-30%*, est nécessaires. Les résultats des analyses spectrales incrémentales ont permis de déterminer que l'utilisation des systèmes d'axes du *SRFS* mène à des valeurs pour la conception qui ne sont jamais plus de 10% inférieures aux valeurs maximales. Pour le bâtiment du chapitre 5, ceci implique que l'hypothèse d'utiliser le système d'axes *X-Y* pour réaliser les analyses est justifiée. Toutefois, pour le bâtiment du chapitre 4, lorsque les analyses sont réalisées dans chacun des 3 systèmes d'axes du *SRFS*, plusieurs des valeurs maximales des paramètres ne sont pas dictées par le système d'axe *X-Y* et la différence peut atteindre plus de 10%. Ainsi pour les bâtiments présentant plus d'un système d'axe, l'hypothèse de réaliser les analyses seulement selon les axes *X* et *Y* n'est pas recommandée.

Finalement, puisque le *CNB2010* permet, pour certains bâtiments, de réaliser les analyses selon un seul système choisi aléatoirement, la sous-estimation maximale qui peut être réalisée a été étudiée. Ainsi, pour le bâtiment du chapitre 4, une sous-estimation pouvant aller jusqu'à 20% de la valeur maximale des efforts internes peut être engendrée par la sélection aléatoire d'un système d'axe.

6.2.5 Règle de combinaison des réponses spectrale.

Afin de valider la règle de combinaison *100%-30%*, prescrite par le *CNB 2010*, deux autres techniques de combinaison directionnelles modales, soit les méthodes *SRSS* et *CQC3* ont été étudiés. Dans un premier temps, l'influence du facteur à appliquer au spectre secondaire a été analysée de façon incrémentale. Au niveau de la méthode *SRSS*, on remarque que le ratio de la composante secondaire par rapport à la composante principale a une influence majeure sur les résultats obtenus. La valeur se rapprochant le plus des méthodes *100%-30%* et *CQC3* est obtenu lorsqu'un facteur de 1 est utilisé, ce qui est consistant avec les informations obtenues de la littérature. Pour la méthode *CQC3*, le facteur entre les deux spectres utilisé a très peu d'influence sur les résultats. De plus, les résultats issus de la méthode *CQC3* se rapprochent beaucoup des résultats maximaux issus des analyses incrémentant l'angle d'application des sollicitations.

Pour le bâtiment du chapitre 4, des analyses spectrales ont aussi été réalisées avec les spectres issus des enregistrements sismiques, étalonnés selon les 3 techniques retenues. Pour ces analyses, la règle SRSS et la règle *CQC3* ont été utilisées afin de combiner les effets directionnels. La conclusion principale tirée de ces analyses est qu'il n'y a que très peu de différence entre l'utilisation de ces deux méthodes. Lorsque comparées à la valeur issue des prescriptions du *CNB 2010*, les valeurs combinées selon les méthodes *CQC3* et *SRSS* semblent générer des résultats qui sont, en moyenne, supérieurs. Finalement, lorsque comparés aux résultats issus des analyses temporelles par intégration directe, on remarque que les analyses spectrales produisent des résultats qui sont environ 30% inférieurs.

6.2.6 Prise en considération des effets bidirectionnels

La plupart des analyses bidirectionnelles réalisées ont été comparées avec leur contrepartie n'utilisant que la composante sismique principale. Au niveau des analyses statiques équivalentes, autant pour le bâtiment du chapitre 4 que celui du chapitre 5, l'ajout d'une composante secondaire génère des résultats qui, lorsque combinés avec la règle *100%-30%*, sont 10% à 15% plus élevés. Au niveau des analyses spectrales, cette différence peut atteindre 20% lorsqu'une seconde composante est considérée (comparativement aux valeurs maximales issues des analyses incrémentales combinées selon la règle *100%-30%*).

Dans le but de confirmer les résultats précédents, les analyses temporelles pour le bâtiment du chapitre 5 ont aussi été réalisées en n'incluant que la composante principale des paires d'accélérogrammes. Encore, une fois, la différence est de l'ordre de 15%, sauf pour la technique 3 (*MaxRot – Beyer*) qui produit des résultats seulement 5% plus élevés. Les analyses démontrent des résultats beaucoup plus élevés que ceux obtenus par le *CNB 2010* (combinés selon la règle *100%-30%*). Toutefois, l'ajout d'une seconde composante sismique génère, pour les techniques 1 (*GMS*) et 2 (*MaxRot – Huang*), une augmentation des résultats semblable aux augmentations issues des méthodes prescrites par le *CNB 2010*. On peut donc conclure que ces techniques permettent un étalonnage représentant bien le niveau de bidirectionnalité, mais qu'elles induisent une surestimation globale des efforts sismiques (voir Figure 6-1).

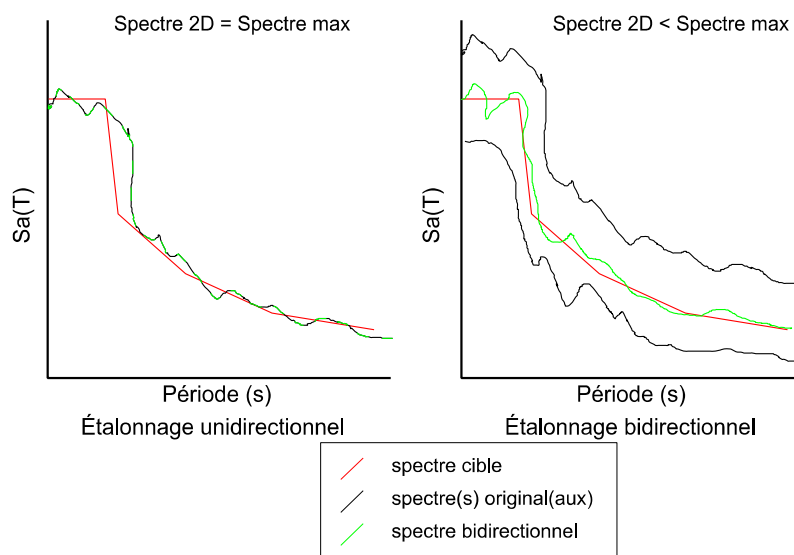


Figure 6-1 Comparaison entre étalonnage 1D et 2D

6.3 Recommendations

Suite aux différentes analyses réalisées et aux conclusions qui en découlent, certaines recommandations peuvent être mises de l'avant :

1. Pour les bâtiments sensibles à la torsion, c'est-à-dire qui ont un facteur B supérieur à 1.7, il est toujours recommandé de réaliser une combinaison directionnelle des réponses issues d'un système d'axes orthogonaux. Ceci est motivé par les réponses de 15% à 20% plus élevés dans toutes les analyses bidirectionnelles réalisées.
2. Pour les bâtiments avec des *SRFS* orientés selon plusieurs angles, il est recommandé de réaliser des analyses dans chacun des axes des éléments des *SRFS*. Ceci éviterait à l'utilisateur d'avoir à choisir arbitrairement un système d'axe selon lequel réaliser les analyses. De plus, cela éviterait une sous-estimation importante des efforts qui peut avoir lieu si le système donnant les efforts minimaux est choisi.
3. Afin de réaliser des analyses temporelles par intégration directe, la méthode d'étalonnage bidirectionnel 1 (*GMS*) devrait être utilisée. Ceci s'explique par sa facilité d'application et la génération de résultats qui, au niveau de l'apport de la seconde composante sismiques se rapproche beaucoup de la règle 100%-30% présentement prescrite dans le *CNB 2010*.

6.4 Études futures

1. Puisque les techniques utilisées pour définir les angles critiques d'application des sollicitations sismiques ne semblent pas prendre en considération la torsion, il serait intéressant d'étudier d'autres méthodes permettant de considérer celle-ci.
2. L'utilisation de techniques d'étalonnage bidirectionnel génère une surestimation globale des efforts et déplacements par rapport aux analyses spectrales. Il serait donc intéressant d'étudier et de développer une technique qui ne présente pas cette surestimation. Pour ce faire, une des techniques écartées au chapitre 3, qui étalonne le spectre maximal pivoté (*Maximum Rotated Spectra*) sur le spectre cible pourrait être envisagé.
3. Finalement, dans le cadre de ce projet, beaucoup de simplifications quant à l'application de torsion accidentelle ont été utilisées. Il serait intéressant d'étudier l'effet du choix de la valeur de torsion accidentelle et la manière adéquate de calculer celle-ci.

BIBLIOGRAPHIE

- Trial seismic hazard maps of Canada, 1995; preliminary values for selected Canadian cities.* (1995). Geological Survey of Canada, Calgary, AB, Canada.
- Al Atik, L., & Abrahamson, N. (2010). An Improved Method for Nonstationary Spectral Matching. *Earthquake Spectra*, 26(3), 601-617.
- Anastassiadis, K. (1989). *Antiseismic Structures I Computer Technics*. Thessaloniki, Greece.
- ASCE, A. S. o. C. E. (2003). *ASCE/SEI 31-03 Seismic Evaluation of Existing Buildings*. Reston:
- ASCE, A. S. o. C. E. (2006). *ASCE/SEI 41-06 Seismic Rehabilitation of Existing Buildings*. Reston:
- ASCE, A. S. o. C. E. (2010). *ASCE/SEI 7-10 Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures*. Reston:
- Athanatopoulou, A. M., & Doudoumis, I. N. (2008). Principal directions under lateral loading in multistorey asymmetric buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 17(4), 773-794.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 36(6), 991-1000.
- Atkinson, G. M. (2009). Earthquake time histories compatible with the 2005 National building code of Canada uniform hazard spectrum *Canadian Journal of Civil Engineering* (vol. 36, p. 991-1000): NRC Research Press.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (1995). Ground motion relations for Eastern North America. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 85(1), 17-17.
- Atkinson, G. M., & Boore, D. M. (2007). Earthquake ground-motion prediction equations for eastern North America. *Seismological Research Letters*, 78(1), 163.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2006). Relationships between median values and between aleatory variabilities for different definitions of the horizontal component of motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4), 1512-1522.
- Beyer, K., & Bommer, J. J. (2007). Selection and scaling of real accelerograms for bi-directional loading: A review of current practice and code provisions. *II* 13-45.

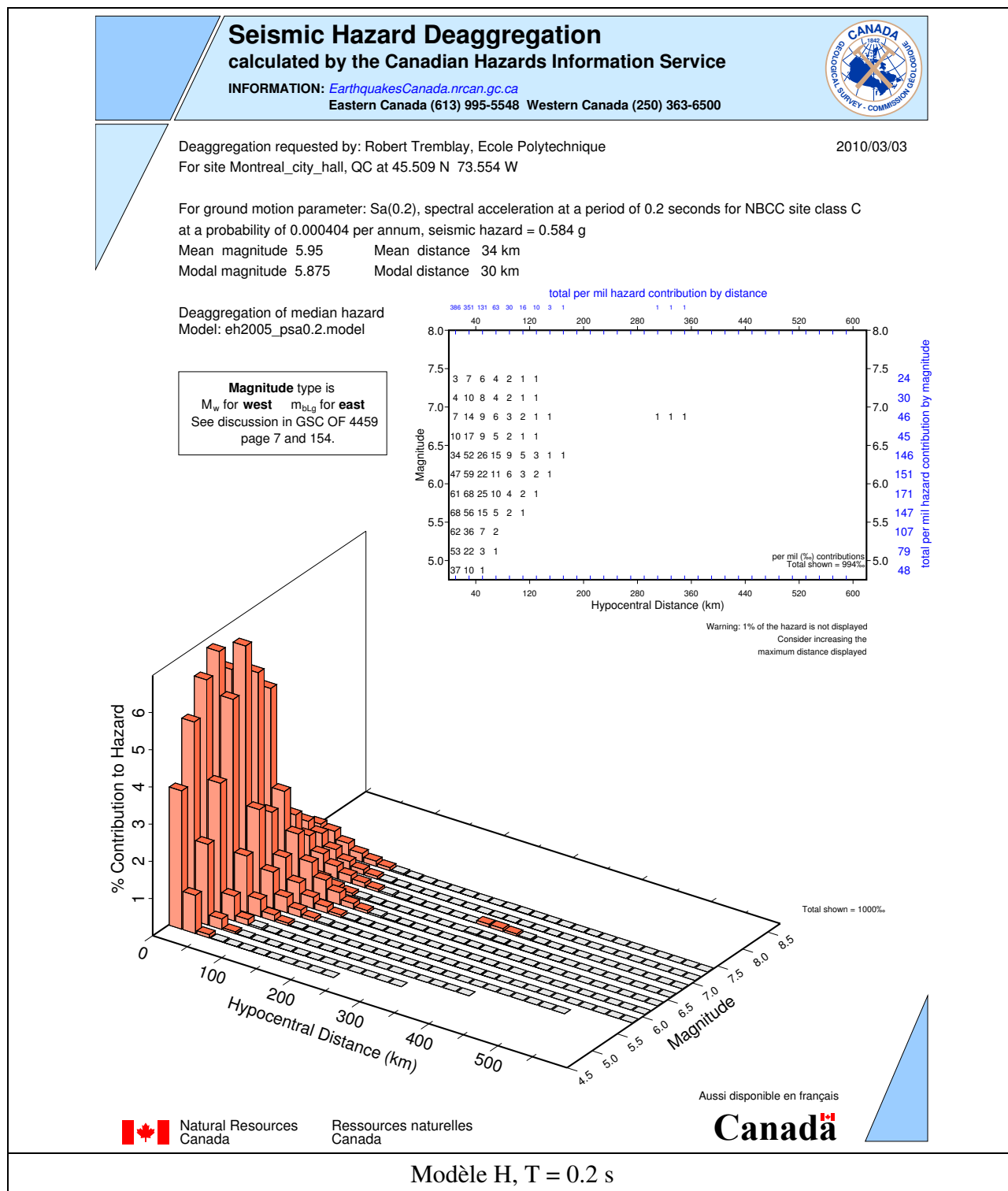
- Boore, D. M., Watson-Lamprey, J., & Abrahamson, N. A. (2006). Orientation-independent measures of ground motion. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 96(4), 1502-1511.
- Bradley, B. A., Dhakal, R. P., MacRae, G. A., & Cubrinovski, M. (2010). Prediction of spatially distributed seismic demands in specific structures: Structural response to loss estimation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 39(6), 591-613.
- CEN, E. C. f. S. (1998). (*Eurocode 8*) *Design of structures for earthquake resistance*. Bruxelles:
- Chopra, A. K. (2012). Dynamics of structures : theory and applications to earthquake engineering. Dans P. Hall (Édit.), (4th ed^e éd.). Boston ; Montréal.
- Clough, R. W., & Penzien, J. (1993). *Dynamics of Structures*: McGraw-Hill.
- CNRC. (2010). *Code national du bâtiment - Canada 2010*. Ottawa: Commission canadienne des codes du bâtiment et de prévention des incendies
- CSA, C. S. A. (2003). *N289.3-M81 Design Procedures for Seismic Qualification of CANDU Nuclear Power Plants*.
- CSRN, C. S. R. N.-. (2012). *Guidelines for Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Seismic Analysis*
- CTBUH, C. o. T. B. a. U. H. (2008). *Recommendations for the Seismic Design of High-Rise Buildings*. Chicago:
- FEMA, F. E. M. A. (2000). *Fema 356 Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings*. Washington, D.C.:
- Ghorbanirenani, I., Rallu, A., Tremblay, R., & Léger, P. (2009). Distribution of inelastic demand in slender R/C shear walls subjected to eastern North America ground motions. 1361-1373.
- Grant, D. (2011). Response Spectral Matching of Two Horizontal Ground-Motion Components. *Journal of Structural Engineering*, 137(3), 289-297.
- Hernandez, J. J., & Lopez, O. A. (2003). Evaluation of combination rules for peak response calculation in three-component seismic analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 32(10), 1585-1602.
- Huang, Y. N., Whittaker, A. S., & Luco, N. (2009). *Establishing Maximum Spectral Demands for Performance-Based Earthquake Engineering: Collobarotive Research with the University at Buffalo and the USGS* (Rapport n° 8755-2930). Buffalo: United State Geological Survey.

- Iervolino, I., & Cornell, C. A. (2005). Record selection for nonlinear seismic analysis of structures. *Earthquake Spectra*, 21(3), 685-713.
- Iervolino, I., Maddaloni, G., & Cosenza, E. (2008). Eurocode 8 compliant real record sets for seismic analysis of structures. *Journal of Earthquake Engineering*, 12(1), 54-90.
- Kappos, A. J., & Kyriakakis, P. (2000). Re-evaluation of scaling techniques for natural records. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 20(1-4), 111-123.
- Katsanos, E. I., Sextos, A. G., & Manolis, G. D. (2010). Selection of earthquake ground motion records: A state-of-the-art review from a structural engineering perspective. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 30(4), 157-169.
- Koboevic, S., Guilini-Charrette, K., Castonguay, P. X., & Tremblay, R. (2011). Selection and scaling of NBCC 2005 compatible simulated ground motions for nonlinear seismic analysis of low-rise steel building structures. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 38(12), 1391-1403.
- Lee, C. S., & Hong, H. P. (2010). Statistics of inelastic responses of hysteretic systems under bidirectional seismic excitations. *Engineering Structures*, 32(8), 2074-2086.
- Léger, P., & Tremblay, R. (2009). Earthquake Ground Motions for Seismic Damage Assessment and Re-Evaluation of Existing Buildings and Critical Facilities. Dans A. Ibrahimbegovic & M. Zlatar (Édit.), *Damage Assessment and Reconstruction after War or Natural Disaster* (p. 193-219). Dordrecht: Springer.
- Lopez, O. A., Chopra, A. K., & Hernandez, J. J. (2000). Critical response of structures to multicomponent earthquake excitation. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29(12), 1759-1778.
- Lopez, O. A., Chopra, A. K., & Hernandez, J. J. (2004). Adapting the CQC3 rule for three seismic components with different spectra. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 130(3), 403-410.
- Luco, N., & Bazzurro, P. (2007). Does amplitude scaling of ground motion records result in biased nonlinear structural drift responses? *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 36(13), 1813-1835.
- Luu, H., Ghorbanirenani, I., Léger, P., & Tremblay, R. (2013). Numerical Modeling of Slender Reinforced Concrete Shear Wall Shaking Table Tests Under High-Frequency Ground Motions. *Journal of Earthquake Engineering*, 17(4), 26.
- Marino, E. M., & Rossi, P. P. (2004). Exact evaluation of the location of the optimum torsion axis. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 13(4), 277-290.

- Menun, C. (2003). A response-spectrum-based envelope for Mohr's circle. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(12), 1917-1935.
- Menun, C. (2004). An envelope for Mohr's circle in seismically excited three-dimensional structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(9), 981-998.
- Menun, C., & Der Kiureghian, A. (1998). Replacement for the 30%, 40%, and SRSS rules for multicomponent seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 14(1), 153-164.
- Menun, C., & Kiureghian, A. D. (2000). Envelopes for seismic response vectors. I: Theory. *Journal of Structural Engineering-Asce*, 126(4), 467-473.
- Michaud, D., & Léger, P. (2012). *Ground Motions Selection and Scaling for Nonlinear Dynamic Analysis of Structures Located in Eastern North America*. Journal article. Department of Civil, Geological and Mining Engineering. École Polytechnique Montréal.
- Mitchell, D., Paultre, P., Tinawi, R., Saatcioglu, M., Tremblay, R., Elwood, K., . . . DeVall, R. (2010). Evolution of seismic design provisions in the National building code of Canada. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 37(9), 1157-1170.
- Mo, Y. L., Zhong, J., & Hsu, T. T. C. (2008). Seismic simulation of RC wall-type structures. *Engineering Structures*, 30(11), 3167-3175.
- Moehle, J. P. (2007). Seismic analysis, design, and review for tall buildings. *Structural Design of Tall and Special Buildings*, 16(1), 83-83.
- Naumoski N., T. W. K., Heidebrecht A.C. (1988). *A selection of representative strong motion earthquake records having different A/V ratios*. Hamilton: McMaster University.
- Nie, J., Morante, R. J., Miranda, M. J., & Braverman, J. I. (2010). On the Correct Application of the 100-40-40 Rule for Combining Responses Due to Three Directions of Earthquake Loading. *Proceedings of the Asme Pressure Vessels and Piping Conference 2010, Vol 8* 257-262.
- NIST. (2011). *Selecting and Scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses*. Gaithersburg, Maryland: NIST.
- Panneton, M., Leger, P., & Tremblay, R. (2006). Inelastic analysis of a reinforced concrete shear wall building according to the National Building Code of Canada 2005. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 33(7), 854-871.
- Penzien, J., & Watabe, M. (1975). Characteristics of 3-Dimensional Earthquake Ground Motions. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3(4), 365-373.

- Sato, Y., Kajihara, S., & Kaneko, Y. (2011). Analytical study of performance evaluation for seismic retrofitting of reinforced concrete building using 3D dynamic nonlinear finite element analysis. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 10(2), 291-302.
- Tremblay, R., Leger, P., & Tu, J. (2001). Inelastic seismic response of concrete shear walls considering P-delta effects. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 28(4), 640-655.
- Wilson, E. L., & Button, M. R. (1982). Three-Dimensional Dynamic Analysis for Multi-Component Earthquake Spectra. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 10(3), 471-476.
- Wilson, E. L., Der Kiureghian, A., & Bayo, E. P. (1981). Replacement for the SRSS Method in Seismic Analysis. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 9(2), 187-192.
- Wilson, E. L., Suharwardy, I., & Habibullah, A. (1995). Clarification of the orthogonal effects in a three-dimensional seismic analysis. *Earthquake Spectra*, 11(4), 659-659.
- Ye, L., Ma, Q., Miao, Z., Guan, H., & Zhuge, Y. (2011). Numerical and comparative study of earthquake intensity indices in seismic analysis. *The Structural Design of Tall and Special Buildings* n/a-n/a.

ANNEXE 1 – Données de désagrégation pour le site Hôtel de Ville de Montréal



Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

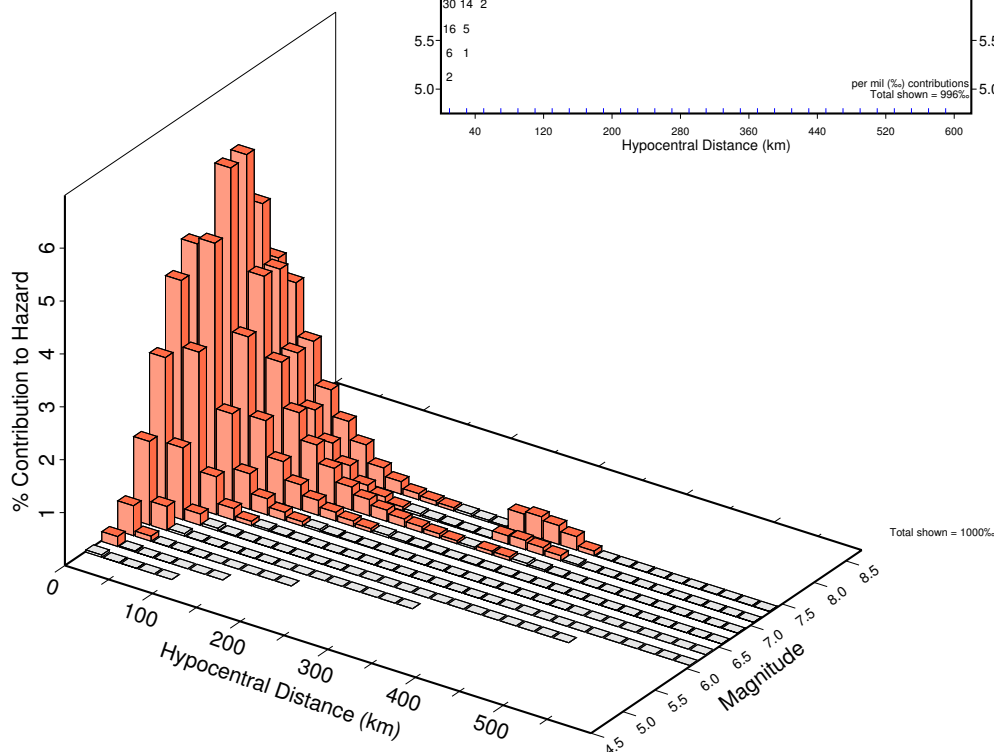
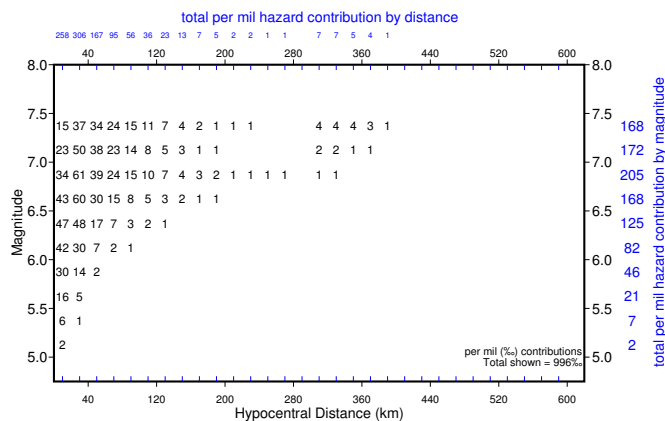
For ground motion parameter: $S_a(0.5)$, spectral acceleration at a period of 0.5 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.289 g

Mean magnitude 6.75 Mean distance 54 km

Modal magnitude 6.875 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: eh2005_psa0.5.model

Magnitude type is
 M_w for west m_{BL} for east
See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle H, T = 0.5 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

For ground motion parameter: $S_a(1.0)$, spectral acceleration at a period of 1.0 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.123 g

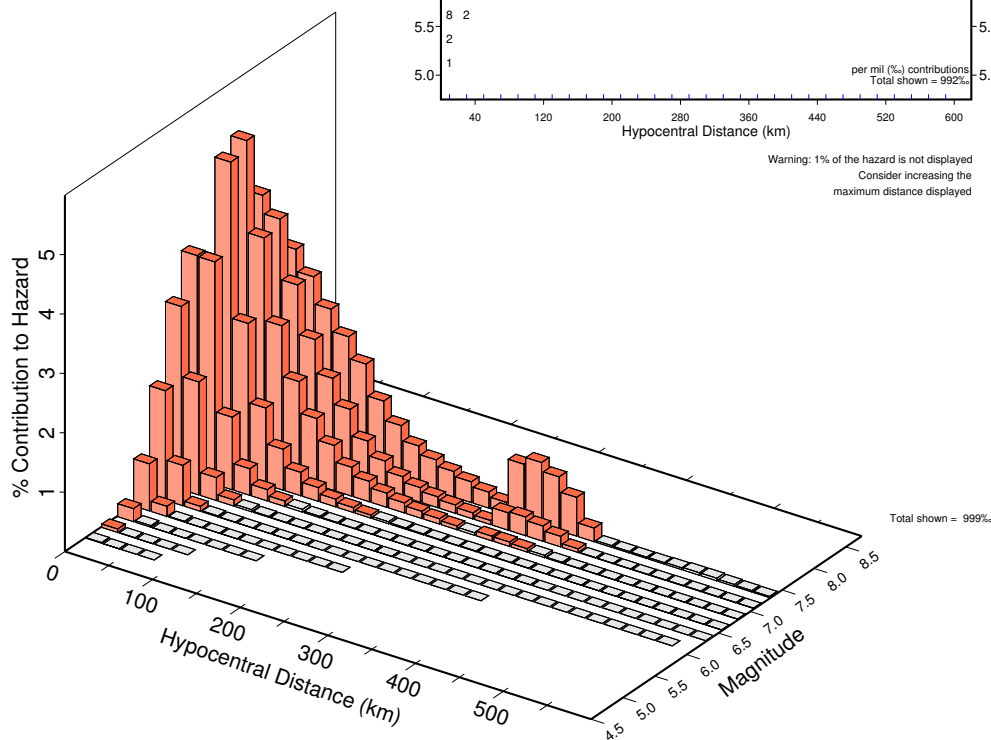
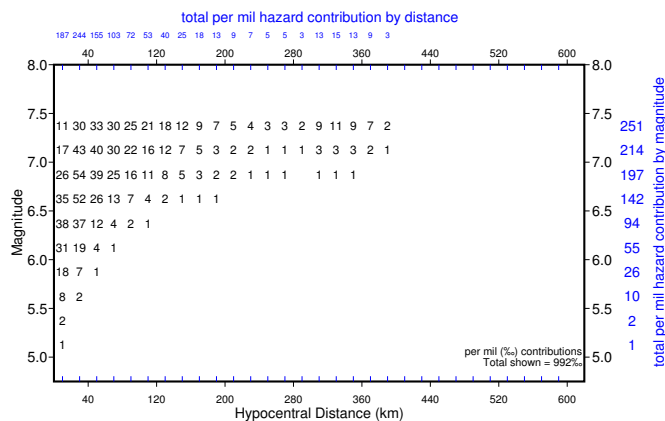
Mean magnitude 6.89 Mean distance 79 km

Modal magnitude 6.875 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: eh2005_psa1.0.model

Magnitude type is

M_w for west m_{blg} for east
See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle H, T = 1.0 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

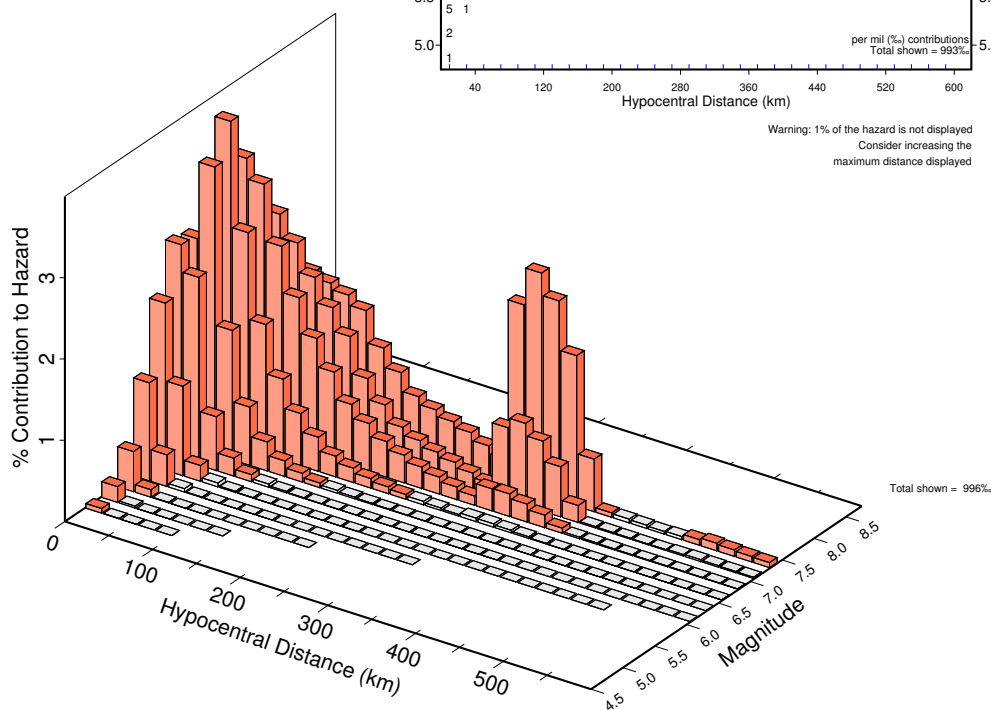
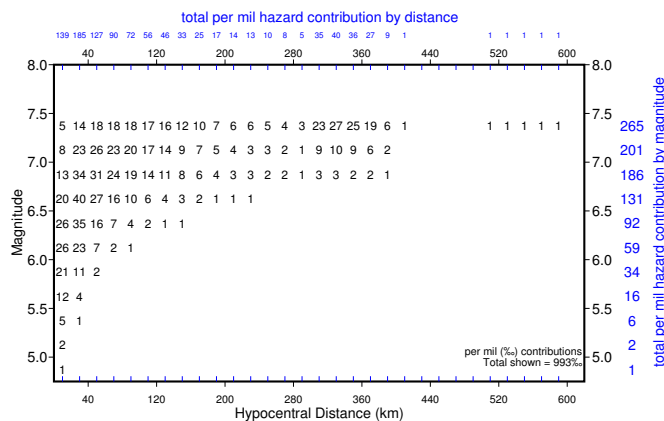
For ground motion parameter: $S_a(2.0)$, spectral acceleration at a period of 2.0 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.031 g

Mean magnitude 6.87 Mean distance 120 km

Modal magnitude 6.625 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: eh2005_psa2.0.model

Magnitude type is
 M_w for west m_{blg} for east
See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle H, T = 2.0 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

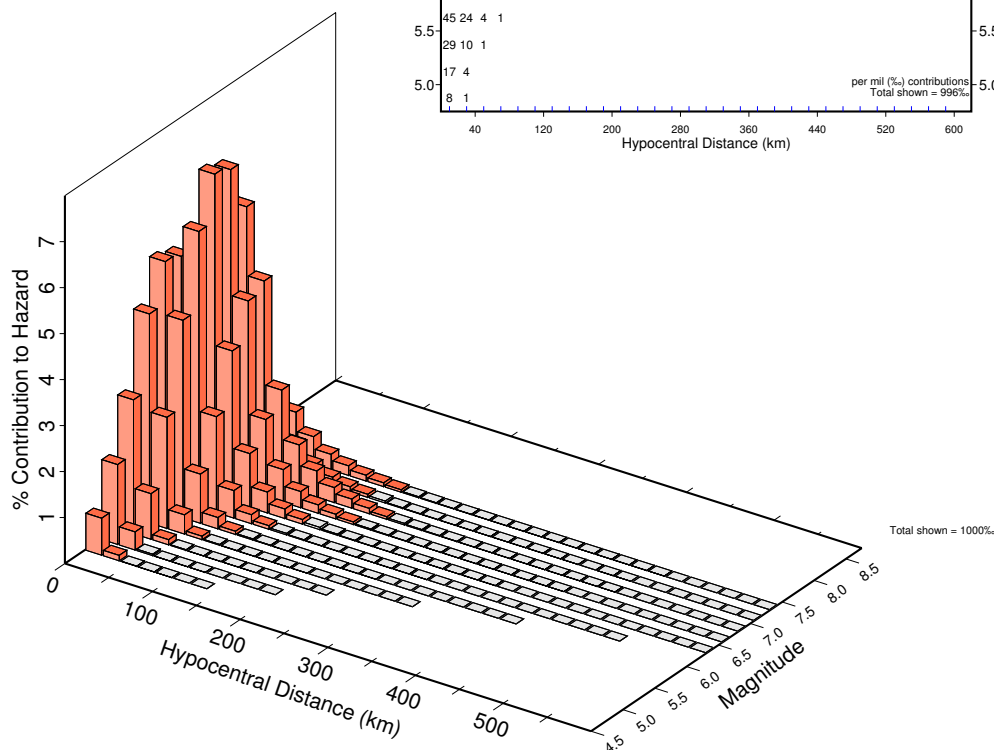
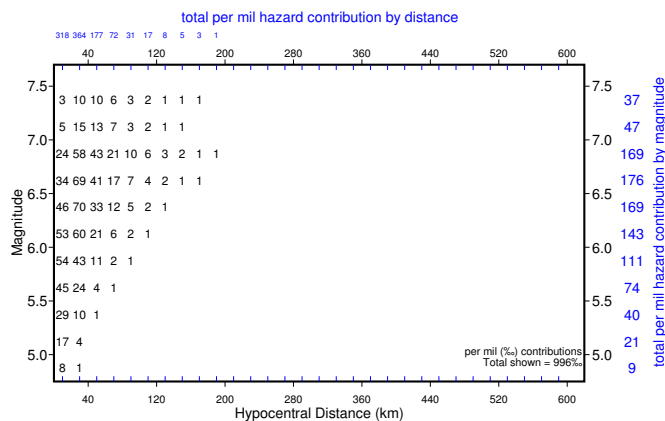
For ground motion parameter: $S_a(0.2)$, spectral acceleration at a period of 0.2 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.639 g

Mean magnitude 6.35 Mean distance 36 km

Modal magnitude 6.375 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: er2005_psa0.2.model

Magnitude type is
 M_w for west m_{blg} for east
See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle R, T = 0.2 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

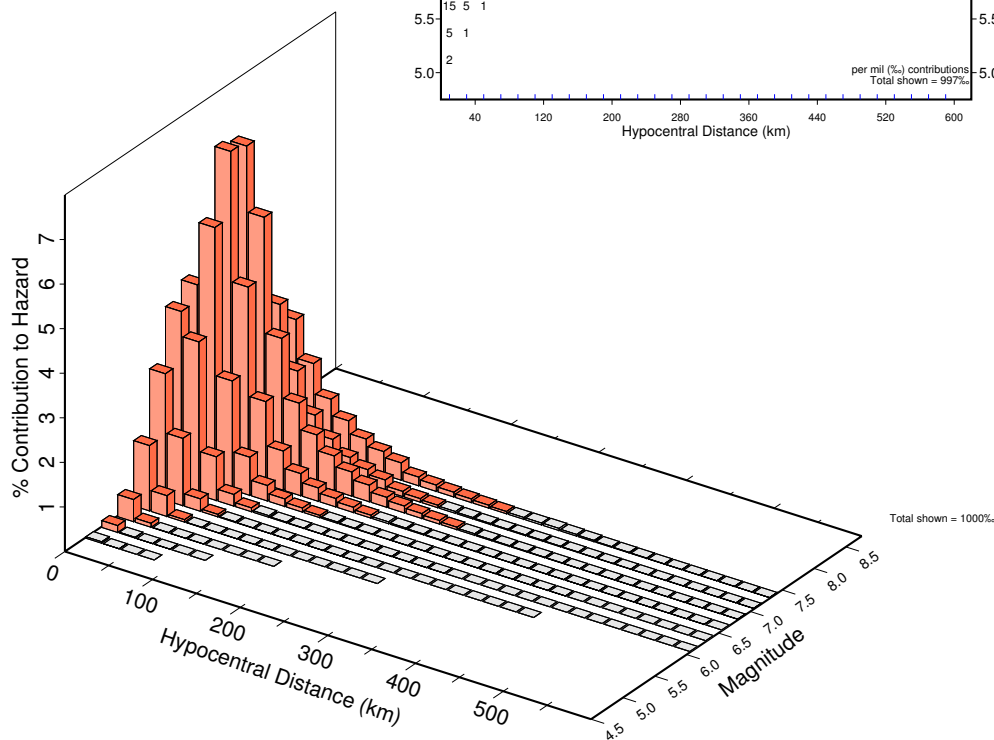
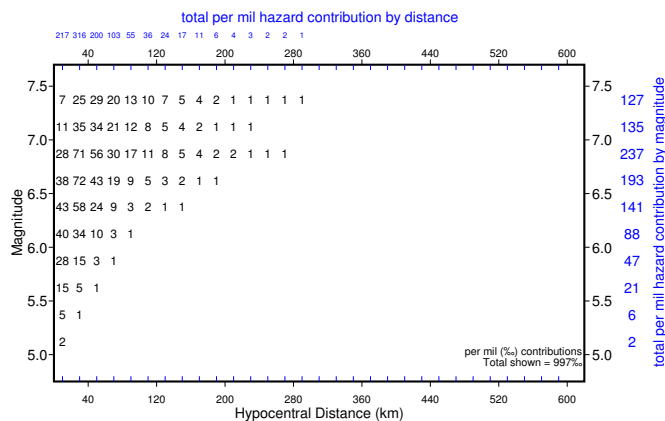
For ground motion parameter: $S_a(0.5)$, spectral acceleration at a period of 0.5 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.323 g

Mean magnitude 6.70 Mean distance 51 km

Modal magnitude 6.625 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: er2005_psa0.5.model

Magnitude type is
 M_w for west m_{blg} for east
See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle R, T = 0.5 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

For ground motion parameter: $S_a(1.0)$, spectral acceleration at a period of 1.0 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.133 g

Mean magnitude 6.89 Mean distance 64 km

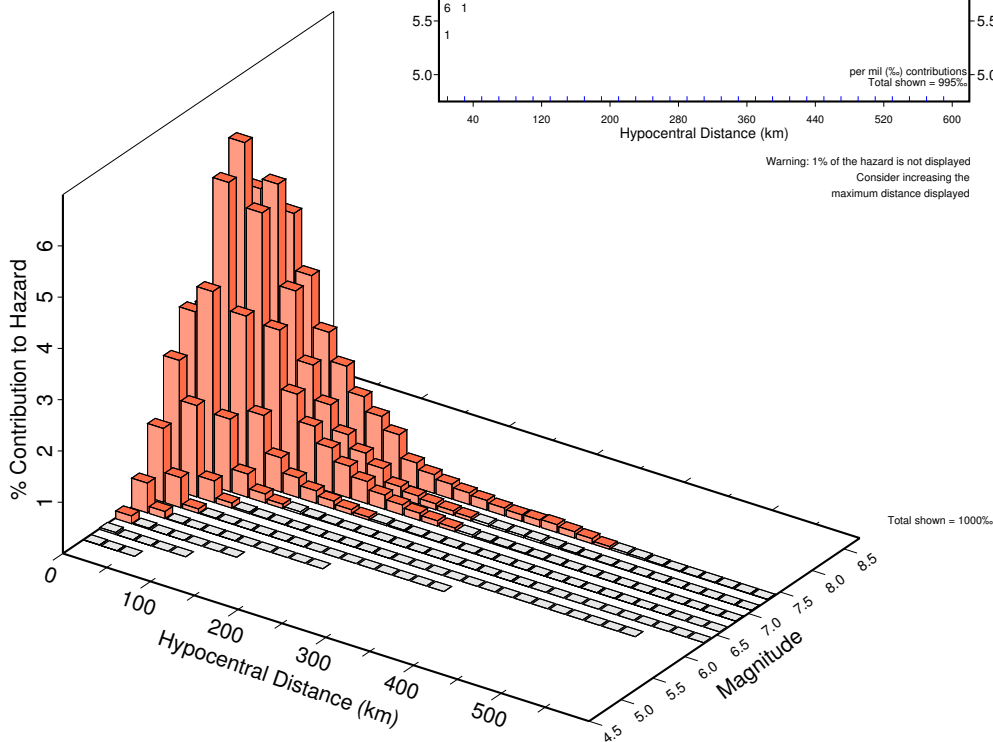
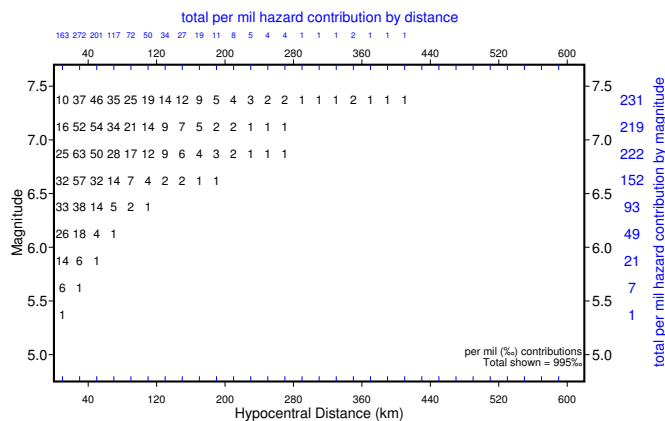
Modal magnitude 6.875 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: er2005_psa1.0.model

Magnitude type is

M_w for west m_{blg} for east

See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle R, T = 1.0 s

Seismic Hazard Deaggregation calculated by the Canadian Hazards Information Service

INFORMATION: EarthquakesCanada.nrcan.gc.ca

Eastern Canada (613) 995-5548 Western Canada (250) 363-6500



Deaggregation requested by: Robert Tremblay, Ecole Polytechnique

2010/03/03

For site Montreal_city_hall, QC at 45.509 N 73.554 W

For ground motion parameter: $S_a(2.0)$, spectral acceleration at a period of 2.0 seconds for NBCC site class C at a probability of 0.000404 per annum, seismic hazard = 0.044 g

Mean magnitude 6.93 Mean distance 79 km

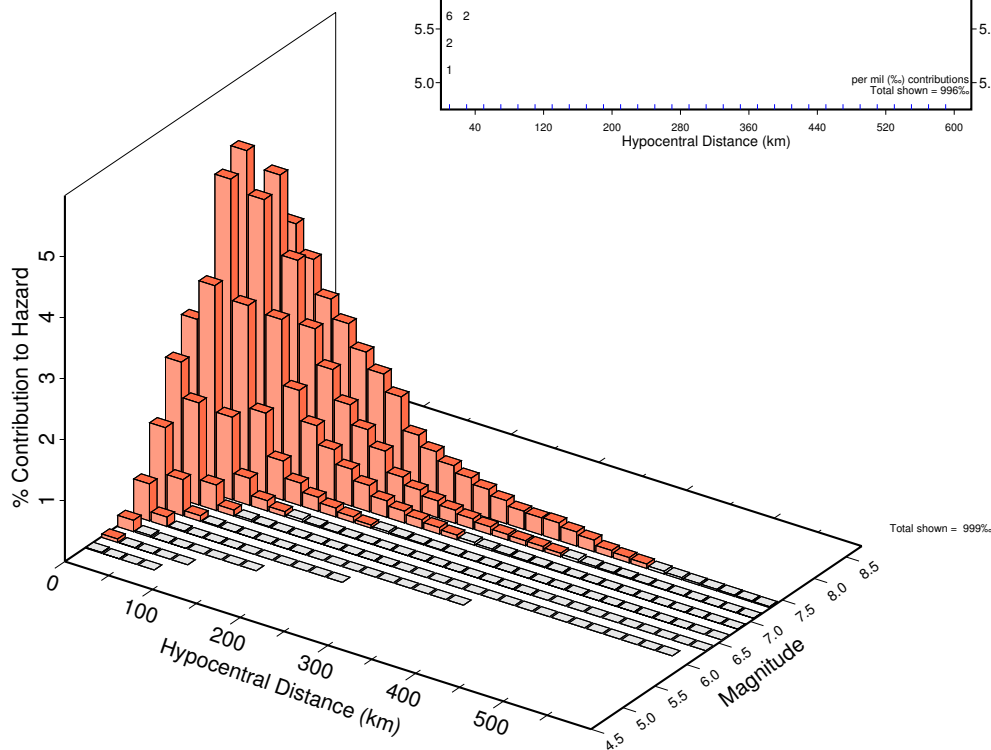
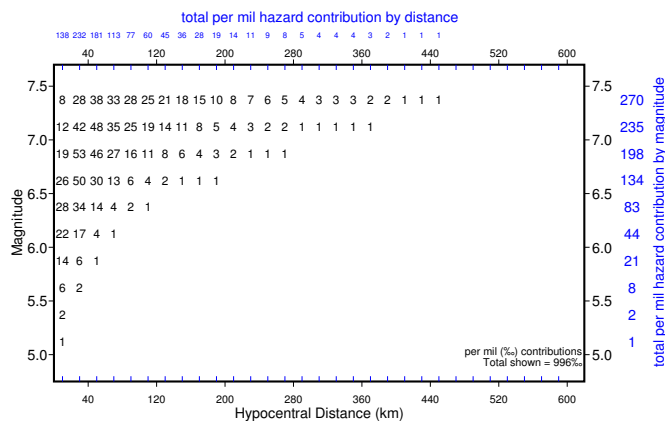
Modal magnitude 6.875 Modal distance 30 km

Deaggregation of median hazard
Model: er2005_psa2.0.model

Magnitude type is

M_w for west m_{blg} for east

See discussion in GSC OF 4459
page 7 and 154.



Natural Resources
Canada

Ressources naturelles
Canada

Aussi disponible en français

Canada

Modèle R, T = 2.0 s

ANNEXE 2 – Routine MatLab pour l'étalonnage bidirectionnel sismique

Programme 1 – Génération des spectres bidirectionnels (GMS et MaxRot)

```
function [T, PSa1, PSa2, MaxRot, MaxRotP, GMS] = spectre3(tst, nbpts, flpath, dmp)
%*****
% Méthode intégration fonction linéaire par morceaux pour analyse bilinéaire
% Sript par Jean-Philippe Ouellette
% École Polytechnique de Montréal
% Ce script permet d'obtenir les spectres élastiques, les geometric mean
% spectra et les spectre maximum rotated (principal et orthogonal) pour une
% paire d'accélérogramme donné.
% La fonction prend comme input :
% tst = pas de temps des enregistrement (le même pour les deux)
% nbpts = le nombre de points dans le fichier d'enregistrement
% flpath = le chemin complet vers le fichier text contenant les valeurs
% d'accélération (fichier texte avec une valeur par ligne)
% dmp = amortissement (i.e. 0.05 pour 5% d'amortissement)
%*****

% Données Initiales

fid = fopen(strcat(flpath , 'acc_1.txt'),'r');
fid2 = fopen(strcat(flpath , 'acc_2.txt'),'r');
j = 1;
n = 1;
acc1 = zeros(nbpts+1,1);
acc2 = zeros(nbpts+1,1);
while ~feof(fid)
    acc1(j) = str2double(fgetl(fid));
    j = j+1;
end
while ~feof(fid2)
    acc2(n) = str2double(fgetl(fid2));
    n = n+1;
end
fclose(fid);
fclose(fid2);
acc1 = vertcat(0,acc1);
acc2 = vertcat(0,acc2);
T = zeros(400,1);
dt=tst;

PSa1 = zeros(400,1);
SPd1 = zeros(400,1);
PSa2 = zeros(400,1);
SPd2 = zeros(400,1);
GMS = zeros(400,1);
MAXRR = zeros(400,1);
MAXRT = zeros(400,1);
theta = zeros(400,1);
MaxRot = zeros(400,1);
MaxRotP = zeros(400,1);
dep1 = zeros(nbpts,1);
dep2 = zeros(nbpts,1);

n=0;

for i = 0.01:0.01:4

    n=n+1;
    omega = (2*pi)/i;
    xi = dmp;
    od = omega*(1-xi^2)^0.5;

    a0 = xi/(1-xi^2)^0.5;
```

```

a1 = omega/(1-xi^2)^0.5;
a2 = (2*xi)/(omega*dt);
a3 = (1-2*xi^2)/(od*dt);

A11 = (exp(-1*xi*omega*dt))*(a0*sin(od*dt)+cos(od*dt));
A12 = (exp(-1*xi*omega*dt))*((1/od)*sin(od*dt));
A21 = -(exp(-1*xi*omega*dt))*(a1*sin(od*dt));
A22 = (exp(-1*xi*omega*dt))*(cos(od*dt)-a0*sin(od*dt));
A = [A11,A12;A21,A22];

L11 = (1/omega^2)*(a2+(exp(-1*xi*omega*dt))*((a3-a0)*sin(od*dt)-(1+a2)*cos(od*dt)));
L12 = (1/omega^2)*(1-a2+(exp(-1*xi*omega*dt))*(-a3*sin(od*dt)+a2*cos(od*dt)));
L21 = (1/omega^2)*((-1/dt)+(exp(-1*xi*omega*dt))*((a1+a0/dt)*sin(od*dt)+(1/dt)*cos(od*dt)));
L22 = (1/(omega^2*dt))*(1-(exp(-1*xi*omega*dt))*(a0*sin(od*dt)+cos(od*dt)));
L = [L11,L12;L21,L22];

U1(1,1) = 0;
U1(2,1) = 0;
U2(1,1) = 0;
U2(2,1) = 0;
Sd = 0;

for ts = 1 : nbpts

    U1 = A*U1 - L*[acc1(ts);acc1(ts+1)];
    U2 = A*U2 - L*[acc2(ts);acc2(ts+1)];
    SPd1(n) = max(abs(U1(1)),SPd1(n));
    SPd2(n) = max(abs(U2(1)),SPd2(n));

    %MAX ROT

    dep1(ts)=U1(1);
    dep2(ts)=U2(1);

end

[MAXRR(n,1), MAXRT(n,1), theta(n)] = linprec(dep1,dep2);

T(n) = i;
PSa1(n) = SPd1(n)*((2*pi)/i)^2;
PSa2(n) = SPd2(n)*((2*pi)/i)^2;
GMS(n) = (PSa1(n)*PSa2(n))^0.5;
MaxRot(n) = MAXRR(n)*((2*pi)/i)^2;
MaxRotP(n) = MAXRT(n)*((2*pi)/i)^2;
end

```

Programme 2 – Génération des facteurs d'étalonnage

```

%*****
% Fonction permettant d'obtenir les facteurs d'étalonnages bidirectionnels

% Program for scaling of two components EQ with S1a method using with
% different bidirectionnal scaling techniques.
%
% T1 : GMS
% T2 : MaxRot - Hunag
% T3 : MaxRot - Beyer

% Developped at École Polytechnique Montréal
% by Jean-Philippe Ouellette

% Definition of a array with all the files to process
% The initial folder must contain 4 files:
% - acc1: first accelerogram
% - acc2: second accelerogram
% - info: the info file as explained in the .txt file
% - sp_cible: Target Spectrum

```

```

A{1,1}= 'C:\Users\J-P\Desktop\Caractérisation\Enr Séismes\fichier texte acc\M6a30TRIO1\';
A{2,1}= 'C:\Users\J-P\Desktop\Caractérisation\Enr Séismes\fichier texte acc\M6a30TRIO2\';

[lt,n] = size(A);

for p = 1:lt

    % Initial Data*****

    flpath = A{p,1};
    dmp = 0.05;
    fnfo = fopen(strcat(flpath , 'info.txt'),'r');
    tst = str2double(fgetl(fnfo));
    nbpts = str2double(fgetl(fnfo));
    Tstr = str2double(fgetl(fnfo));
    PlTstr1 = str2double(fgetl(fnfo));
    PlTstr2 = str2double(fgetl(fnfo));
    fclose(fnfo);

    SP1 = zeros(400,1);
    SP2 = zeros(400,1);
    SPgms = zeros(400,1);
    SPmax = zeros(400,1);
    SPmaxt = zeros(400,1);
    t1 = zeros(400,1);

    % Target spectrum definition*****
    fid = fopen(strcat(flpath , 'sp_cible.txt'),'r');
    j = 1;
    spc = [];
    while ~feof(fid)
        a = str2num(fgetl(fid));
        spc(j,1)=a(1);
        spc(j,2)=a(2);
        j = j+1;
    end
    fclose(fid);

    % Load Response Spectrum 1
    fid = fopen(strcat(flpath , 'SP_1.txt'),'r');
    j = 1;
    while ~feof(fid)
        a = str2num(fgetl(fid));
        SP1(j,1)=a(1);
        j = j+1;
    end
    fclose(fid);

    % Load Response Spectrum 2
    fid = fopen(strcat(flpath , 'SP_2.txt'),'r');
    j = 1;
    while ~feof(fid)
        a = str2num(fgetl(fid));
        SP2(j,1)=a(1);
        j = j+1;
    end
    fclose(fid);

    % Load Response Spectrum GMS
    fid = fopen(strcat(flpath , 'SP_gms.txt'),'r');
    j = 1;
    while ~feof(fid)
        a = str2num(fgetl(fid));
        SPgms(j,1)=a(1);
        j = j+1;
    end
    fclose(fid);

```



```

% Load Response Spectrum MxRot1
fid = fopen(strcat(flpath , 'SP_maxrot.txt'),'r');
j = 1;
while ~feof(fid)
    a = str2num(fgetl(fid));
    SPmax(j,1)=a(1);
    j = j+1;
end
fclose(fid);

% Load Response Spectrum MxRot2
fid = fopen(strcat(flpath , 'SP_maxroott.txt'),'r');
j = 1;
while ~feof(fid)
    a = str2num(fgetl(fid));
    SPmaxt(j,1)=a(1);
    tl(j,1)= j/100;
    j = j+1;
end
fclose(fid);

%Spectre dans plage *****

pt=[tl SP1 SP2 SPgms SPmax SPmaxt];

[m,n] = size(pt);
[m1,n1] = size(spc);
ptmod = zeros(400,6);

j=1;
k=1;
ptmod = [];
for j = 1:m
    if pt(j,1)>=PlTstr1 && pt(j,1)<=PlTstr2;
        ptmod(k,:) = pt(j,:);
        k=k+1;
    end
end

if ptmod(1,1) ~=PlTstr1
    a = interp1(pt(:,1),pt(:,2),PlTstr1);
    b = interp1(pt(:,1),pt(:,3),PlTstr1);
    c = interp1(pt(:,1),pt(:,4),PlTstr1);
    d = interp1(pt(:,1),pt(:,5),PlTstr1);
    e = interp1(pt(:,1),pt(:,6),PlTstr1);
    C = [PlTstr1 a b c d e];
    ptmod = [C;ptmod];
end

if ptmod(end,1) ~=PlTstr2
    a = interp1(pt(:,1),pt(:,2),PlTstr2);
    b = interp1(pt(:,1),pt(:,3),PlTstr2);
    c = interp1(pt(:,1),pt(:,4),PlTstr2);
    d = interp1(pt(:,1),pt(:,5),PlTstr2);
    e = interp1(pt(:,1),pt(:,6),PlTstr2);
    B = [PlTstr2 a b c d e];
    ptmod = [ptmod;B];
end

% Modified Target matrices
j=1;
k=1;
spcmmod = [];
for j = 1:m1
    if spc(j,1)>=PlTstr1 && spc(j,1)<=PlTstr2;
        spcmmod(k,:) = spc(j,:);
        k=k+1;
    end
end
end

```

```

if spcmod(1,1) ~=PlTstr1
    a = interp1(spc(:,1),spc(:,2),PlTstr1);
    C = [PlTstr1 a];
    spcmod = [C;spcmod];
end

if spcmod(end,1) ~=PlTstr2
    a = interp1(spc(:,1),spc(:,2),PlTstr2);
    B = [PlTstr2 a];
    spcmod = [spcmod;B];
end

%CALCUL DES FACTEURS*****

Aspc = trapz(spcmod(:,1),spcmod(:,2));
Asp1 = trapz(ptmod(:,1),ptmod(:,2));
Asp2 = trapz(ptmod(:,1),ptmod(:,3));
Aspgms = trapz(ptmod(:,1),ptmod(:,4));
Aspmax = trapz(ptmod(:,1),ptmod(:,5));
Aspmxt = trapz(ptmod(:,1),ptmod(:,6));

fac1 = Aspc/Aspgms;
fac2 = (Aspc*1.3)/Aspmax;

ptmult = ptmod*fac1;

if Asp1 >= Asp2
    ormax = ptmult(:,2);
    ormin = ptmult(:,3);
    nmmax = 'acc1: ';
    nmmin = 'acc2: ';
else
    ormax = ptmult(:,3);
    ormin = ptmult(:,2);
    nmmax = 'acc2: ';
    nmmin = 'acc1: ';
end

f1 = trapz(ptmod(:,1),ptmult(:,5))/trapz(ptmod(:,1),ormax);
f2 = 1/(trapz(ptmod(:,1),ptmult(:,6))/trapz(ptmod(:,1),ormin));

bmax = max(ceil(f1*100)/100,ceil(f2*100)/100);
bmin = min(ceil(f1*100)/100,ceil(f2*100)/100);

diff = 99^99;
for i = 1:0.01:bmax
    A1 = trapz(ptmult(:,1),ptmult(:,5))-i*(trapz(ptmod(:,1),ormax));
    A2 = trapz(ptmult(:,1),ptmult(:,6))-(1/i)*(trapz(ptmod(:,1),ormin));
    dd = A1+A2;

    if dd < diff
        diff = dd;
        fac3 = i;
    end
end

pos = strfind(flpath,'\ ');
name = flpath(pos(end-1)+1:length(flpath)-1);

ffac = fopen(strcat(flpath , 'factor.txt'),'wt');
fprintf(ffac,'%s\n',name);
fprintf(ffac,'%s %.2f %s %.2f\n',nmmax,fac1,nmmin,fac1);
fprintf(ffac,'%s %.2f %s %.2f\n',nmmax,fac2,nmmin,fac2);
fprintf(ffac,'%s %.2f %s %.2f\n',nmmax,fac1*fac3,nmmin,fac1/fac3);
fclose(ffac);

ffac = fopen(strcat(flpath , 'factor2.txt'),'wt');
fprintf(ffac,'%s\n',name);
fprintf(ffac,'%s %.2f\n',fac1);
fprintf(ffac,'%s %.2f\n',fac2);

```

```
if Asp1 >= Asp2
    fprintf(ffac, '%.2f\n', fac1*fac3);
    fprintf(ffac, '%.2f\n', fac1/fac3);
else
    fprintf(ffac, '%.2f\n', fac1/fac3);
    fprintf(ffac, '%.2f\n', fac1*fac3);
end
fclose(ffac);

total{p,1}=name;
total{p,2}=fac1;
total{p,3}=fac2;
total{p,4}=fac1*fac3;
total{p,5}=fac1/fac3;

end
```

ANNEXE 3— Caractéristiques structurales des différents murs de refends pour le bâtiment du chapitre 5

INERTIES BRUTES

	Mur #1(mm ⁴)		Mur #2(mm ⁴)		Mur #3(mm ⁴)		Mur #4(mm ⁴)	
	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
Sous-sol	3.58E+13 3.97E+13	3.28E+10 6.68E+10	1.35E+13 2.08E+13	5.32E+10 6.28E+10	1.31E+13 -	2.86E+10 -	1.35E+13 2.14E+13	5.32E+10 1.64E+11
RDC	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 2	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 3	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 4	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 5	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 6	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 7	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -
étage 8	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.39E+13 -	1.71E+10 -	1.18E+13 1.20E+13	1.83E+10 2.08E+10	1.03E+13 -	1.08E+10 -

	Noyau #5 (mm ⁴)		Noyau #6 (mm ⁴)		Noyau #7 (mm ⁴)	
	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
Sous-sol	1.41E+13 1.49E+13	6.40E+12 7.03E+12	4.54E+13 5.09E+13	5.89E+12 7.48E+12	2.23E+13 2.49E+13	9.89E+12 1.01E+13
RDC	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 2	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 3	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 4	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 5	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 6	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 7	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12
étage 8	1.04E+13 1.20E+13	4.44E+12 5.57E+12	3.67E+13 4.13E+13	4.64E+12 5.91E+12	1.08E+13 1.26E+13	5.54E+12 5.67E+12

Calcul des aires (A*5/6 ou 2td) des murs de refend (mm²)

	Mur #1 (mm ²)	Mur #2 (mm ²)	Mur #3 (mm ²)	Mur #4 (mm ²)
Sous-sol	2.51E+06 3.26E+06	7.74E+05 2.26E+06	1.849459E+06 -	7.74E+05 2.30E+06
RDC	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.3913951E+06 1.7784911E+06	1.67E+06 -
étage 2	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 3	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 4	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 5	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 6	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 7	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -
étage 8	1.86E+06 -	1.86E+06 -	1.39E+06 1.78E+06	1.67E+06 -

	Noyau #5 (mm ²)		Noyau #6 (mm ²)		Noyau #7 (mm ²)	
	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible	axe fort	axe faible
Sous-sol	2.74E+06	1.92E+06	3.98E+06	1.61E+06	4.34E+06	1.86E+06
	3.05E+06	1.92E+06	5.14E+06	1.61E+06	4.34E+06	2.31E+06
RDC	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 2	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 3	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 4	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 5	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 6	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 7	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06
étage 8	1.97E+06	1.55E+06	3.26E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.23E+06
	2.49E+06	1.55E+06	4.23E+06	1.29E+06	2.54E+06	1.55E+06

Calcul des aires brutes des murs de refend (mm²) (premier modèle élastique, colonne)

	Mur #1 (mm ²)	Mur #2 (mm ²)	Mur #3 (mm ²)	Mur #4 (mm ²)	Mur #5 (mm ²)	Mur #6 (mm ²)	Mur #7 (mm ²)
Sous-sol	3012897 3916121	929030 2709672	2219350 -	929030 2754833	4289024 4598700	5218054 5264506	5690311 6141923
RDC	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 2	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 3	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 4	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 5	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 6	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 7	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250
étage 8	2237415 -	2237415 -	1669674 2134189	1999996 -	3247595 3780638	4296766 6379342	3509670 3832250

Calcul de J en négligeant les ouvertures

	Mur #1(mm ⁴)	Mur #2(mm ⁴)	Mur #3(mm ⁴)	Mur #4(mm ⁴)	Mur #5(mm ⁴)	Mur #6(mm ⁴)	Mur #7(mm ⁴)
Sous-sol	9.81E+10 1.90E+11	5.82E+10 9.73E+10	8.10E+10	5.82E+10 9.73E+10	1.45E+13	2.10E+13	1.82E+13
RDC	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 2	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 3	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 4	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 5	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 6	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 7	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13
étage 8	4.19E+10	4.19E+10	6.60E+10	4.30E+10	1.15E+13	1.67E+13	1.19E+13

ANNEXE 4— Recommandations du CSRN

Guidelines for Selection and Scaling of Ground Motion Time Histories for Seismic Analysis (updated Nov. 3 2012)

1.1 General

This document provides guidelines for the selection and scaling of time histories to be used in dynamic time history analysis of structures designed in accordance with the National Building Code of Canada (NBCC).

1.2 The Design Spectrum

The design spectrum, $S(T)$, which provides the overall target for ground-motion selection and scaling, is as specified in the NBCC, except that for periods less than 0.2 s, $S(T)$ may be obtained as follows, using linear interpolation for intermediate values of T :

$$S(T) = \text{PGA for } T = 0 \text{ s}$$

$$S(T) = \text{PGA for } T = 0.01 \text{ s}$$

$$S(T) = F_a S_a(0.1) \text{ for } T = 0.05 \text{ s (or } F_a S_a(0.05) \text{ if available)}$$

$$S(T) = F_a S_a(0.1) \text{ for } T = 0.1 \text{ s}$$

$$S(T) = F_a S_a(0.2) \text{ for } T = 0.2 \text{ s}$$

where PGA is the peak ground acceleration, F_a is the acceleration-based site coefficient, and $S_a(0.1)$ is the 5% damped uniform hazard spectral response acceleration for a period of $T = 0.1$ s.

1.3 Period Range for Application of Selection and Scaling Procedures

For purposes of ground-motion selection and scaling, a period range should be defined corresponding to the vibration periods that significantly contribute to the building's dynamic response either in the transverse direction and/or in torsion. This period range should have an upper bound greater than or equal to **twice** the first-mode period, but not less than 1.5 s. The lower-bound period should be established such that the range of periods from lowest to highest includes at least the number of modes necessary to achieve 90% mass participation in each orthogonal horizontal direction, but not less than 0.2 times the first-mode period. Building dynamic properties should be obtained from the structural model used for the time history analysis.

2.1 Selection of Ground Motions

This section provides guidance for the selection of ground motion time histories to cover the design spectrum specified in Section 1.2, over the period range specified in Section 1.3.

2.1.1 Selection criteria

Appropriate ground motions should be selected considering the tectonic regime, magnitudes and distances that control the seismic hazard, and the local geotechnical conditions at the site. The response spectra of the selected motions should have spectral shapes that are similar to those of the target response spectrum (or spectra) as defined in Sections 2.1.2 and 2.1.3. Where the

required number of recorded ground motions is not available, ground motions simulated using a seismological model may be used to make up the total number required.

2.1.2 Horizontal-Component Target Spectrum

The target response spectrum, or target response spectra, should be determined for the horizontal component of ground motion using either of the following methods:

a) A single target response spectrum may be defined based on the design spectrum as defined in Section 1.2, in the period range as defined by Section 1.3. When this method is used, the following requirements should be considered:

- Each selected record should cover an appropriate segment of the period range, considering the dominant magnitude and distance combinations revealed by the seismic-hazard disaggregation.
- Care should be taken to ensure that records covering a sufficiently broad segment of the period range are included.

or

b) One or more site-specific scenario response spectra may be defined to cover the period range defined in Section 1.3. When this method is used, the following requirements should be considered:

- One or more periods should be selected to correspond to those periods of vibration that significantly contribute to the dynamic response of the building.
- For each period selected, a scenario spectrum should be created that either matches or exceeds the design spectrum value at that period. When developing the scenario spectrum, site-specific disaggregation should be performed to identify earthquake magnitude-distance combinations that dominate the hazard at each period considered. The scenario spectra should be representative of one or more spectral shapes for the dominant magnitude and distance combinations revealed by the disaggregation; ground-motion prediction equations may be used to define the spectral shapes for specific scenarios. Each scenario spectrum may be defined to cover a specified portion of the period range as defined in 1.3; this portion will constitute the scenario-specific period range.
- The envelope of the scenario spectra should not be less than 75 percent of the spectral values corresponding to the design spectrum as defined in Section 1.2, over the period range defined in Section 1.3.

2.1.3 Vertical-Component Target Spectrum

The relationship between the vertical and horizontal spectra depends on site and soil conditions. The vertical-component target spectrum may be defined as some fraction of the horizontal-component target spectrum, which may be period dependent. In the absence of site-specific information a factor of $2/3$ is often applied to the horizontal-component target spectrum to obtain the vertical-component target spectrum.

Note: if historical ground-motion records are being used, a specific vertical-component target spectrum may not be needed (see Section 2.3.4).

2.1.4 Minimum Number of Ground Motions

Each target spectrum should be matched using not less than 7 appropriate ground motions. If records are being selected to match only a portion of the period range defined in Section 1.3, then at least 3 records should be used for each portion of the period range; the ensemble of records being used to match a particular portion of the design spectrum is referred to as a “suite”. *Note:* this number is suitable to obtain the demand corresponding to the design spectrum, but not its dispersion. A much larger number of records (30) is needed if the dispersion is required.

2.1.5 Components of Ground Motion

When analysis of the structure is performed independently in one horizontal direction, ground motions should consist of appropriate single horizontal ground-motion components.

When analysis of the structure is performed with orthogonal pairs of ground motion acceleration histories being applied simultaneously, ground motions should consist of pairs of appropriate horizontal ground-motion components.

Where vertical ground motions are utilized in analysis, ground motions should consist of appropriate vertical ground-motion components.

2.2 Scaling of Ground Motions

This section provides guidance for the scaling of ground motions to match the target spectra defined in Section 2.1.

2.2.1 Computation of Response Spectra for the Selected Ground Motions

Response spectral amplitudes of the selected ground motion records should be computed at no fewer than 20 period values spanning the period range defined in Section 1.3.

The damping ratio to be used in computing the response spectra should match that of the target spectrum as defined in Section 2.1.

2.2.2 Scaling of horizontal ground-motion components

Each ground motion should be scaled such that its response spectrum equals or exceeds the target response spectrum defined in Section 2.1.2, on average, over an appropriate period range as defined in Section 2.1.2.

In addition, the average response spectrum of each suite of time histories (as defined in Section 2.1.4) should not fall more than 10% below the target spectrum over the appropriate period range as defined in section 2.1.2, at each of the period points specified in section 2.2.1.

Frequency-domain and time-domain spectral matching techniques intended to closely match the target spectrum are not recommended for nonlinear structural analysis (but may be used with caution, carefully evaluating the behaviour of the acceleration, velocity and displacement traces before and after spectral matching).

2.2.3 Scaling for multi-directional analysis

When performing multi-directional analysis, appropriate pairs of horizontal ground-motion components should be scaled with a single factor. The factor should be such that the geometric mean of the spectra of the two horizontal components matches the target response spectrum, according to the scaling procedure defined in Section 2.2.2.

Note: The orientation of horizontal ground motion components should be varied, as described in the NBCC analysis provisions.

2.3.4 Scaling of vertical ground motion components

In the absence of a specific vertical-component target spectrum (Section 2.1.3), the vertical component should be scaled by the same factor as the corresponding horizontal ground motion component(s) if 3-component historical ground motion records are being used. When simulated ground motion components are utilized, they should be scaled to match the vertical target spectrum as defined in Section 2.1.3, using the same scaling procedures as for the horizontal component (Section 2.2.2).

3.1 Acceptance Criteria

Not more than one motion should produce an unacceptable response such as a dynamic instability, a non-convergent analysis or a response that significantly exceeds the valid range of modeling. A single unacceptable response should only be permitted where additional evaluations indicate that the predicted response is not indicative of unacceptable performance. In such case, the results of the analysis producing the unacceptable response may be discarded and acceptance evaluations should utilize the results of the remaining motions.

Each structural response parameter should be taken as the mean value as computed from the three ground motions inducing the largest value of that response parameter, for each suite of motions as defined in Section 2.1.4.

DEFINITIONS

Spectral matching of ground motions is defined as the modification of a real recorded earthquake ground motion in some manner such that its response spectrum matches a desired target spectrum across a period range of interest. Spectrally matched ground motions are permitted in lieu of motions scaled, but not matched, to the target spectrum.

ANNEXE 5– Caractéristiques des séismes utilisés

Séismes historiques

Événement	Station	Composante 1						Composante 2					
		PGA	Vmax/ Amax	Arias Int.	CAV	ASI	VSI	PGA	Vmax/ Amax	Arias Int.	CAV	ASI	VSI
		g	sec	m/sec	cm/sec	g*sec	cm	g	sec	m/sec	cm/sec	g*sec	cm
Saguenay	Chicoutimi-Nord (16)#	0.107	0.016	0.131	339.1	0.034	5.0	0.131	0.020	0.184	416.3	0.049	8.8
Helena, Montana	Carrol College	0.146	0.051	0.073	134.4	0.096	21.3	0.145	0.099	0.116	165.7	0.132	54.3
Saguenay	La Malbaie (8)#	0.124	0.038	0.074	206.1	0.078	17.3	0.060	0.023	0.027	144.1	0.032	5.2
Lytle Creek	Wrightwood #290	0.162	0.064	0.128	176.5	0.131	35.9	0.200	0.053	0.146	169.3	0.150	32.1
Miramichi	Loggie Lodge (S3)#	0.186	0.008	0.068	77.6	0.014	3.8	0.397	0.013	0.137	89.6	0.040	11.5
Nahanni	Battlement Creek	0.194	0.018	0.417	508.7	0.057	14.0	0.186	0.035	0.368	475.6	0.066	20.8
Orville	Seismograph Station	0.092	0.041	0.036	86.9	0.053	10.8	0.072	0.040	0.040	92.7	0.061	10.5
Parkfield	Cholame Shandon #5	0.442	0.057	0.858	651.9	0.357	91.0	0.367	0.060	0.626	564.3	0.321	76.6
Parkfield	Tremblor 2	0.357	0.031	0.226	179.1	0.172	29.6	0.272	0.028	0.153	160.8	0.133	28.2
San Fernando	Lake Hughes st. 4	0.192	0.015	0.124	197.7	0.062	10.2	0.153	0.028	0.103	181.6	0.073	15.4
San Fernando	Pacoima Dam	1.226	0.047	4.448	1050.3	0.573	173.8	1.159	0.024	3.960	985.7	0.560	98.7
San Francisco	Golden Gate Park	0.095	0.042	0.030	95.3	0.067	11.2	0.112	0.042	0.055	126.3	0.089	16.3
San Francisco	State Bldg.	0.085	0.051	0.053	163.1	0.080	17.0	0.056	0.074	0.034	138.2	0.060	16.0
Val-des-Bois	MO001	0.007	1.284	0.002	69.3	0.005	1.0	0.008	1.384	0.002	78.1	0.006	1.0
Val-des-Bois	OT002	0.060	0.047	0.042	224.0	0.023	6.8	0.051	0.128	0.035	209.3	0.023	4.9
Val-des-Bois	OT006	0.066	0.112	0.030	178.6	0.027	4.9	0.044	0.137	0.023	170.5	0.014	2.7
Val-des-Bois	OT008	0.061	0.053	0.038	204.1	0.036	10.4	0.060	0.050	0.026	176.9	0.033	4.5
Val-des-Bois	OT012	0.032	0.095	0.008	95.9	0.022	4.5	0.033	0.124	0.007	94.4	0.018	3.4

Séismes simulés

Événement	Enregistrements	Composante 1						Composante 2					
		PGA	Vmax/ Amax	Arias Int.	CAV	ASI	VSI	PGA	Vmax/ Amax	Arias Int.	CAV	ASI	VSI
		g	sec	m/sec	cm/sec	g*sec	cm	g	sec	m/sec	cm/sec	g*sec	cm
M6@30 TRIO 1	12 - 13	0.268	0.027	0.281	182.4	0.150	28.5	0.191	0.031	0.127	131.9	0.075	24.0
M6@30 TRIO 2	14 - 29	0.147	0.033	0.099	121.5	0.085	17.6	0.187	0.040	0.217	218.3	0.134	28.6
M6@30 TRIO 3	3 - 27	0.296	0.036	0.319	201.5	0.178	42.1	0.158	0.061	0.210	219.6	0.111	31.7
M6@30 TRIO 4	3 - 19	0.296	0.036	0.319	201.5	0.178	42.1	0.234	0.031	0.241	201.9	0.142	30.2
M6@30 TRIO 5	36 - 17	0.142	0.048	0.101	134.2	0.087	21.3	0.172	0.044	0.186	172.8	0.133	27.0
M6@30 TRIO 6	40 - 3	0.155	0.034	0.172	209.2	0.102	22.7	0.296	0.036	0.319	201.5	0.178	42.1
M6@30 TRIO 7	17 - 24	0.172	0.044	0.186	172.8	0.133	27.0	0.199	0.045	0.115	125.2	0.115	26.5
M7@100 TRIO 1	12 - 13	0.203	0.057	0.414	431.8	0.141	46.4	0.117	0.071	0.180	307.5	0.084	31.1
M7@100 TRIO 2	14 - 29	0.101	0.078	0.156	293.5	0.084	27.2	0.097	0.066	0.095	219.3	0.067	26.1
M7@100 TRIO 3	3 - 27	0.127	0.061	0.182	305.0	0.103	36.3	0.112	0.061	0.111	223.9	0.074	26.0
M7@100 TRIO 4	3 - 19	0.127	0.061	0.182	305.0	0.103	36.3	0.107	0.087	0.122	246.3	0.083	24.8
M7@100 TRIO 5	36 - 17	0.097	0.076	0.102	214.6	0.075	29.5	0.097	0.085	0.122	253.9	0.081	25.7
M7@100 TRIO 6	40 - 3	0.105	0.063	0.109	237.6	0.077	22.5	0.127	0.061	0.182	305.0	0.103	36.3
M7@100 TRIO 7	17 - 24	0.097	0.085	0.122	253.9	0.081	25.7	0.113	0.062	0.183	320.2	0.094	29.9